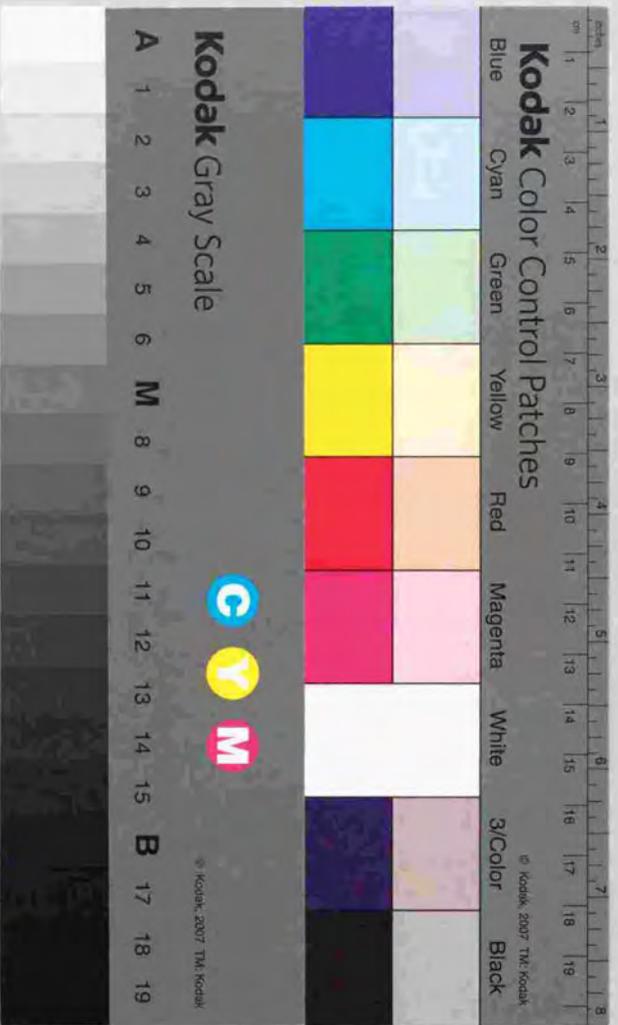


鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の  
評価手法に関する研究

津田 和明



鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の  
評価手法に関する研究

津田 和 明

# 目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	3
1.2 研究の目的	5
1.3 研究方針と論文構成	6
<参考文献>	8
第2章 既往の研究	11
2.1 鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に関する研究	13
2.2 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する研究	23
2.3 鉄筋コンクリート造平板の純せん断状態での挙動に関する研究	32
2.3.1 ひびわれ後の鉄筋コンクリートの圧縮特性に関する研究	33
2.3.2 ひびわれ後の鉄筋コンクリートの主圧縮方向に関する研究	35
2.3.3 鉄筋コンクリートのテンションステイフニング特性に関する研究	36
<参考文献>	38
第3章 鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法	43
3.1 はじめに	45
3.2 本評価手法の概要	46
3.3 評価手法検討用の既往実験	48
3.4 せん断応力度～せん断ひずみ度関係の影響因子	57
3.5 弾性剛性とひびわれ強度	61
3.6 テンションステイフニング特性	62
3.7 ひびわれ後の主圧縮方向角度	66
3.8 コンクリートのひびわれ後の圧縮応力度～ひずみ度関係	69
3.9 せん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法	73
3.10 終局強度	76
3.11 まとめ	77



9.3 簡略化した復元力特性評価手法の精度検証	277
9.4 まとめ	295
<参考文献>	296
第10章 結論	299
10.1 本研究で得られた成果	301
10.2 今後の課題	306
<付録>	309
<発表論文リスト>	312
<謝辞>	313

9.3 簡略化した復元力特性評価手法の精度検証	277
9.4 まとめ	295
<参考文献>	296
第10章 結論	299
10.1 本研究で得られた成果	301
10.2 今後の課題	306
<付録>	309
<発表論文リスト>	312
<謝辞>	313

第 1 章 序 論

1.1 研究の背景	-----	3
1.2 研究の目的	-----	5
1.3 研究方針と論文構成	-----	6
<参考文献>	-----	8

## 1.1 研究の背景

鉄筋コンクリート造耐震壁は、柱、梁に比べ大きな剛性と耐力を有する優れた耐震要素であり、数多くの鉄筋コンクリート造建物に適用されている。建物によっては地震時に耐震壁の挙動が支配的となる場合があり、この耐震壁の復元力特性が適確に評価されていない場合には、建物は予想以上の被害を受ける。また、最近では建物の設計法は性能型設計に移行しつつあり、建物の設計は保有耐力のみならず、それに至るまでの復元力特性が重用視されるようになってきた。

建物の復元力特性を評価する上において、最も重要なことは建物を構成する主要構造部材の復元力特性を把握することであることは言うまでもない。鉄筋コンクリート造の場合、主要耐震構造部材は柱、梁、そして耐震壁である。比較的、形状が細長い柱、梁に関しては日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」<sup>1-1)</sup>等に準じて断面設計を行えば、せん断破壊を回避でき、復元力特性もせん断変形を線形とし曲げ変形のみを非線形とすることによってほぼ評価が可能である。また、この曲げ変形も平面保持仮定による曲げの塑性理論<sup>1-2)</sup>によって概ね評価できる。一方、耐震壁を比較的低層の建物に適用する場合には、耐震壁はせん断変形成分が卓越することから、この非線形性を無視することはできず、また、曲げ変形もせん断の影響を受け、柱、梁のように曲げの塑性理論によって評価できなくなることがある。耐震壁のせん断終局強度に関してはマクロモデルによる研究<sup>1-3-13)</sup>によってある程度理論的に把握され、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」等に反映されている。しかし、これらの考え方では壁横筋の降伏を前提としており、実際の現象と対応しない場合がある。

耐震壁の復元力特性に関しては、曲げ変形とせん断変形を個別に評価し、それらの和を全体水平変形として評価する手法が一般的である<sup>1-14)</sup>。曲げ変形は実際の応力度分布とは異なる平面保持仮定で断面の曲率を求め、これを積分することにより算定される。せん断変形は実験結果に基づいたものが多く、理論的な評価手法は今だ皆無に等しい。また、限られた実験結果より誘導されたせん断変形評価手法は自ずと適用範囲に限界がある。

唯一、理論的な耐震壁の復元力特性の評価手法として有限要素法がある。有限要素法は、Collinsら<sup>1-15,16)</sup>をはじめとする数多くの研究者により構成則の研究が進み、解析精度が著しく向上している。しかし、この構成則は研究者によって異なり、同じ解

析対象に対し、多数の異なる評価結果を生じるのが現状である。同じ解析プログラムを使用した場合でも、解析者の知識の差に起因しその答えは異なる場合がある。また、解析対象のモデル化とそのデータ入力にはかなりの労力を必要とするなどの問題がある。

このような背景を受け、ある程度理論的で広範囲に適用できる耐震壁の復元力特性評価手法の開発が望まれる。この開発に当たっては、せん断力に対するマクロ的な抵抗機構を解明することが重用であると思われる。

## 1.2 研究の目的

本研究の目的は、適用範囲の広い鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力（本論では、終局強度と呼ぶ）に至るまでの復元力特性（スケルトンカーブ）評価手法の構築である。このためには、水平力に対する耐震壁のマクロ的な抵抗機構を把握することが肝要である。本論では最大耐力に至るまでの復元力特性を対象とし、その後の変形能や耐力低下する現象に関しては今後の研究課題とする。

せん断力と曲げモーメントが作用する鉄筋コンクリート造耐震壁の抵抗機構は複雑である。そこで、最初にせん断力のみが作用する純せん断状態におけるせん断抵抗機構を検討し、終局強度に至るまでのせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法の提案を第一の目的とすることにした。提案する評価手法は、既往の実験結果に適用することにより、その有効性を確認する。

次に、得られた純せん断状態でのせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を拡張して、せん断力と曲げモーメントが作用する1層1スパンの耐震壁（本論が対象とするのは、同じ側柱が引張と圧縮側に設置されているI型耐震壁である）の復元力特性を評価するマクロモデルの提案を第二の目的とする。提案するマクロモデルは、既往の実験結果に適用することにより、その有効性を確認する。さらに、このマクロモデルの連層耐震壁への適用性についても検討する。この際、中間梁の効果について言及する。

また、提案したマクロモデルを用いて、終局強度に対する壁板横筋の効果の把握を行う。この際、シアスパン比、コンクリート軸圧縮強度及び壁板鉄筋降伏強度をパラメータとした解析を行い、それらが変動した場合の壁板横筋の効果の変動傾向に着目する。

最後にマクロモデルを基に簡便な鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性評価手法の誘導を試みる。

### 1.3 研究方針と論文構成

先ず、第2章において、鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度及び復元力特性に関する既往研究の成果と問題点の整理を行う。さらに、本研究では純せん断状態でのせん断応力度～せん断ひずみ度関係を骨子として、耐震壁の復元力特性の評価手法を誘導するため、せん断に対する基本的な構成則の既往研究の成果と問題点の整理も行う。

第3章では、鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法について述べる。この際、せん断応力度～せん断ひずみ度関係の影響因子を示し、テンションスティフニング特性、ひびわれ後の主圧縮方向角度、コンクリートのひびわれ後の圧縮応力度～ひずみ度関係の評価手法を提案する。

第4章では、前章で構築した鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を既往の平板の純せん断実験結果に適用し、終局強度も含め本評価手法の精度を示す。

第5章では、第3章で構築した純せん断状態でのせん断応力度～せん断変形の評価手法を拡張した鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価手法（マクロモデル）について述べる。この際、せん断ひびわれ後のせん断変形の影響因子を示し、テンションスティフニング特性、側柱と梁による拘束効果のモデル化方法、曲げ降伏の影響の反映方法を提案する。マクロモデルの主な仮定条件は有限要素法によるパラメトリックスタディーを行って、その妥当性を検討する。

第6章では、前章でまとめた鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性評価手法を既往の実験結果に適用し、終局強度も含め精度を確認する。また、マクロモデルの主な仮定の有効性を確認するため、感度解析を行う。

第7章では、第5章でまとめた鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性評価手法の連層耐震壁への適用性について検討する。検討は既往の実験結果を評価することにより行う。この際、中間梁の効果について論じる。

第8章では、第5章でまとめた鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性評価手法を用い、終局強度に対する壁板横筋の効果の把握を行う。この際、シアスパン比、コンクリート一軸圧縮強度及び壁板鉄筋降伏強度をパラメータとした解析を行い、それらの変動した場合の壁板横筋の効果の変動傾向に着目する。また、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」に示された耐震壁のせん断終局強度式、広沢式との比較検討を行う。

第9章では、マクロモデルを基に、鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価する簡便な式の誘導を試みる。

最後に、第10章では本研究で得られた成果と今後の研究課題について述べる。

< 第1章参考文献 >

- 1-1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、340p.、1990
- 1-2) 小坂義夫、森田司郎：鉄筋コンクリート構造、丸善、385p.、1978.3
- 1-3) 日本コンクリート工学協会：RC耐震壁のマクロモデルとFEMマイクロモデルに関するパネルディスカッション ―研究の現状と問題点―、論文集、131p.、1998.2
- 1-4) 称原良一、加藤 勉：鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局強度、日本建築学会構造系論文報告集、第343号、pp.24～31、1984、9
- 1-5) 村上利憲、福嶋孝之、南 宏一：水平集中荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.381～384、1985
- 1-6) 塩原 等：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法、コンクリート工学論文、No.87.8-1、pp.101～114、1987.8
- 1-7) 白石一郎、狩野芳一、町田亘寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察、日本建築学会構造系論文報告集、第365号、pp.144～155、1986、7
- 1-8) 町田亘寛、白石一郎、中村善郎：鉄筋コンクリート造立体耐震壁の最大耐力に関する解析的研究、熊谷組技報第40号、pp.65～75、1987.2
- 1-9) 白石一郎、狩野芳一、町田亘寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の最大耐力に関する考察、日本建築学会構造系論文報告集、第378号、pp.91～101、1987、8
- 1-10) 町田亘寛、白石一郎、上原一男、中村善郎、栗原一郎：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果に関する検討、熊谷組技報第44号、pp.27～35、1987.2
- 1-11) 白石一郎、中村善郎、狩野芳一：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果、日本建築学会構造系論文報告集、第392号、pp.34～45、1988、10
- 1-12) 酒井 章、栗原一郎、白石一郎、中村善郎：仮動的実験法による地震応答性状に関する研究（その4） ―鉄筋コンクリート造立体耐震壁の解析的考察―、熊谷組技報第47号、pp.81～87、1990.2
- 1-13) 望月 旬、小野里憲一：マクロモデルによる連層耐震壁の最大強度の解析、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp.567～572、1989
- 1-14) 日本電気協会 電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601 - 1991 追補版、418p.
- 1-15) Vechico, F.J. and Collins, M.P. : The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses , Publication No. 82-03 , Department of Civil Engineering , University of Toronto , March 1982 .
- 1-16) Vechico, F.J. and Collins, M.P. : The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concret Elements Subjected to Shear , ACI Journal , Vol. 83 , No. 2 , Nov.-Dec. , pp. 219 ~ 231 , 1986 .

## 第 2 章 既往の研究

- 2.1 鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に関する研究 --- 13
- 2.2 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する研究 --- 23
- 2.3 鉄筋コンクリート造平板の純せん断状態での挙動に関する研究  
----- 32
  - 2.3.1 ひびわれ後の鉄筋コンクリートの圧縮特性に関する研究  
----- 33
  - 2.3.2 ひびわれ後の鉄筋コンクリートの主圧縮方向に関する研究  
----- 35
  - 2.3.3 鉄筋コンクリートのテンションスティフニング特性に関する研究  
----- 36
- <参考文献> ----- 38

## 2.1 鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に関する研究

鉄筋コンクリート部材の終局強度に関する研究は実験的もしくは理論的に古くから行われている。

理論的アプローチは、1899年のRitter<sup>2-1)</sup>による「Truss Analogy」の提唱にはじまる。ここで初めて、せん断補強筋がせん断に対して引張で抵抗することが考えられた。これが、トラス理論の幕開けであり、以後、修正または拡張した理論が提案されている。アーチ理論は、Kani<sup>2-2)</sup>の提案にはじまる。Paulay<sup>2-3)</sup>は、トラスとアーチの両者の理論を併用して、連層耐震壁の境界梁のせん断抵抗機構を考えている。耐震壁では、柱、梁による拘束効果に関する研究が今井<sup>2-4)</sup>、望月<sup>2-5,6)</sup>、富井・江崎ら<sup>2-7,8)</sup>によって行われ、耐震壁のせん断終局強度算定式が提案された。1970年代には、ヨーロッパを中心に塑性理論の研究が盛んになり、トラス・アーチ理論は新たな局面を向かえる。日本でも、称原・加藤<sup>2-9)</sup>が塑性理論を耐震壁に適用し、終局強度の評価を行っている。以後、鉄筋コンクリート部材のせん断終局強度の評価はこの考え方が主流となり、現在の日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」<sup>2-10)</sup>等に反映されている。

実験的アプローチでは、荒川<sup>2-11)</sup>がせん断終局強度の影響因子に関して分析的検討を行い、現在でも広く使われている算定式を提案している。この式の構成パラメータは理論的アプローチで検討されたものとほとんど対応する。この他、実験式は種々提案されている。

ここでは、鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度に関する代表的な実験式とせん断抵抗機構を仮定したマクロモデルに分けて整理し、問題点等を検討する。

### (1)せん断終局強度を評価する実験式

#### 1)広沢式<sup>2-12)</sup>

広沢式(2.1-1)は既往実験の統計的分析結果から荒川式に用いられた係数を修正した耐震壁のせん断終局強度を評価する実験式である。

この式では、側柱を含む全断面積から等価な壁厚を定め、パラメータとして引張側柱主筋量、コンクリート圧縮強度、壁横筋比とその降伏強度、軸方向力及びシアスパン比を考慮している。一般的に実験結果の終局強度を良い精度で評価するが、側柱主筋の降伏強度が考慮されておらず、場合によっては実験結果と大きな差を生じる可能

性がある。

$$Q_{su} = \left[ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 180)}{\sqrt{\frac{M}{QD} + 0.12}} + 2.7 \sqrt{p_H \sigma_{Hy} + 0.1 \sigma_{V0}} \right] b_e j \quad (2.1-1)$$

$$p_t = 100 \frac{A_g}{b_e j}$$

ここに、 $\sigma_B$  : コンクリートの一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$M/(QD)$  : シアスパン比

$b_e$  : I型断面壁を面積等価な矩形断面に置換した場合の壁厚

$D$  : 壁全長

$A_g$  : 引張側柱主筋全断面積

$p_H$  : 壁板横筋比

$\sigma_{Hy}$  : 壁板横筋の降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{V0}$  : 縦方向軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$j$  : 応力中心間距離

## 2) 吉崎式<sup>2-13)</sup>

吉崎式 (2.1-2) も広沢式同様の実験式であるが、耐震壁の終局強度をコンクリート負担分と鉄筋負担分の和として算定している。せん断応力度の上限値をコンクリート圧縮強度の平方根に係数を乗じることにより定めている。この式には、側柱の主筋量とその降伏強度が考慮されていない。

$$Q_{su} = \tau_{su} t_w D_c \quad (2.1-2)$$

$$\tau_{su} = \left( 1 - \frac{\tau_s}{4.5 \sqrt{\sigma_B}} \right) \tau_0 + \tau_s \quad ; \tau_s \leq 4.5 \sqrt{\sigma_B}$$

$$= 4.5 \sqrt{\sigma_B} \quad ; \tau_s \geq 4.5 \sqrt{\sigma_B}$$

$$\tau_0 = \left( 3.0 - 1.8 \frac{M}{Q \cdot D} \right) \sqrt{\sigma_B} \quad ; \frac{M}{Q \cdot D} \geq 1.0$$

$$\tau_s = \frac{(p_V + p_H) \sigma_y + \sigma_{V0} + \sigma_{H0}}{2}$$

ここに、 $\sigma_B$  : コンクリートの一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$M/(QD)$  : シアスパン比 ( $D$  : 側柱芯々間距離)

$p_V$  : 壁板縦筋比

$p_H$  : 壁板横筋比

$\sigma_{V0}$  : 縦方向軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{H0}$  : 横方向軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$t_w$  : 壁板厚

$D_c$  : 壁全長

3)千葉式<sup>2-14)</sup>

千葉式 (2.1-3) も実験式であり、吉崎式と類似している。この式が誘導された実験結果をみると、全ての試験体において壁横筋はほとんど降伏しておらず、曲げ降伏後のせん断破壊であることから、この条件と異なる耐震壁を対象にした場合には評価精度が悪くなるものと思われる。また、適用範囲が軸方向力とシアスパン比において定められており、広範囲に使用できない。

$$Q_{tu} = \tau_{tu} l_w D_c \quad (2.1-3)$$

$$\tau_c = 2.7 \sqrt{\sigma_B} \left( 1.9 - 1.5 \frac{M}{Q D} \right)$$

$$\tau_s = \frac{p_w \sigma_y}{2}$$

$$\tau_0 = \sigma_{v0}$$

$$p_w = p_v = p_H$$

$$p_w \cdot \sigma_y \leq 6.0 \sqrt{\sigma_B}, \quad 0.0 \leq \sigma_v \leq 40.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, \quad 0.4 \leq \frac{M}{Q D} \leq 0.8$$

ここに、  
 $\sigma_B$  : コンクリートの一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $M/(QD)$  : シアスパン比 (D : 側柱芯々間距離)  
 $p_v$  : 壁板縦筋比  
 $p_H$  : 壁板横筋比  
 $\sigma_{v0}$  : 縦方向軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

(2)終局強度を評価するマクロモデル

1)称原・加藤モデル<sup>2-9)</sup>

称原・加藤モデルを図2.1.1に示す。

称原・加藤モデルはせん断抵抗機構をトラス機構とアーチ機構に分け、両機構の耐力和を終局強度と定義している。トラス機構は、壁横筋、柱縦筋及び45°方向のコンクリート圧縮ストラットの各負担応力と軸方向外力が釣り合うと仮定しており、壁横筋の降伏を前提としている。アーチ機構は、トラス機構で使用した柱縦筋、コンクリート圧縮ストラットの残りの応力、軸方向外力の残り、壁縦筋の応力、及び圧縮側柱のコンクリートの応力が釣り合うと仮定している。圧縮ストラットのコンクリート強度の低減は行っていない。このマクロモデルの適用対象となるのは壁上部に十分に剛な梁を有する耐震壁に限られる。最大耐力の算定方法は精算と略算の二通りあり、精算は壁横筋比を零から実際の横筋比まで漸次増大させ、両機構の耐力和の最大を最大耐力としている。一方、略算とは先にトラス機構による耐力を計算し、残りの応力の釣り合いからアーチ機構による耐力を計算して求めた耐力和とアーチ機構のみの耐力の大きい方を最大耐力としている。コンクリート圧縮ストラットの角度は二つの機構において異なる。

同マクロモデルでは、コンクリート圧縮ストラットのコンクリート圧縮強度に一軸圧縮強度をそのまま用いており、コンクリート圧縮強度の低減は行っていない。このことから、実際の強度を過大に評価する可能性が高い。また、同マクロモデルは壁横筋の降伏を前提としているが、既往の実験結果において十分に壁横筋が降伏した例は数少なく、仮定した抵抗機構は実際のものとは異なる。

なお、同マクロモデルは精算解を得るためには複雑な修練計算を必要とし、得られた解も曲げとせん断のどちらに起因するのか区別がつかない。

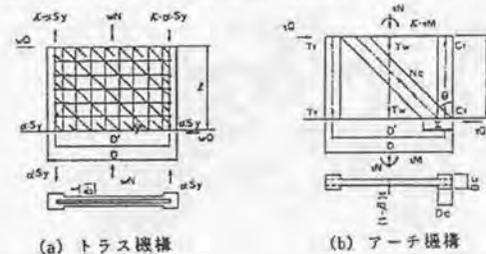


図2.1.1 称原・加藤モデル

2) 白石・狩野モデル<sup>2-15~20)</sup>

白石・狩野モデルを図2.1.2に示す。

基本的には称原・加藤モデルと同様のマクロモデルである。白石らは、FEM解析結果から圧縮側柱の負担せん断力に着目し、この点について称原・加藤モデルを修正している。ただし、このマクロモデルではコンクリートの圧縮ストラットの圧縮強度は一軸圧縮強度に低減係数を乗じている。その係数は一律 $\nu=0.75$ としている。コンクリートの有効圧縮強度については、多くの議論を生む問題であるが、圧縮強度にも依存させず、一律とするのは高強度コンクリートを使用した耐震壁の終局強度を過大に評価する可能性がある。また、称原・加藤モデルと同様で精算解を得るためには複雑な修練計算を必要とし、得られた解も曲げとせん断のどちらに起因するのか区別がつかない。

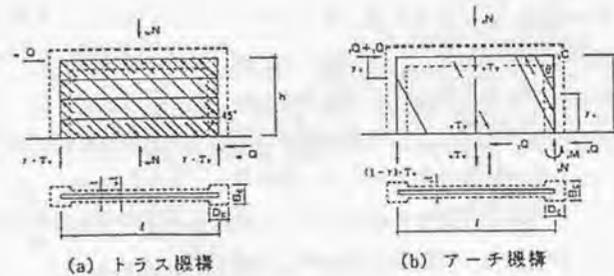


図2.1.2 白石・狩野モデル

3) 南・村上モデル<sup>2-21)</sup>

南・村上モデルを図2.1.3に示す。

南・村上モデルはトラス、アーチ機構に加え側柱と壁の縦筋と軸方向力より形成される弦機構を考慮している点に特徴がある。トラス、アーチ機構は基本的に称原・加藤モデルと同じである。コンクリート圧縮ストラットの圧縮強度は称原・加藤モデルと同様で一軸圧縮強度をそのまま用いている。

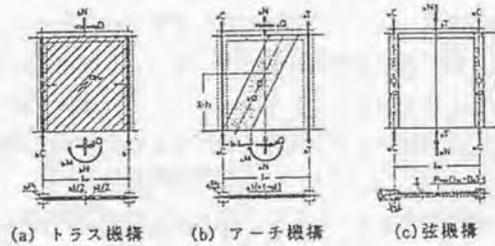


図2.1.3 南・村上モデル

4) 塩原モデル<sup>2-22)</sup>

塩原モデルを図2.1.4に示す。塩原モデルはトラス、アーチ機構に分離していない。せん断抵抗機構はMartí<sup>2-23)</sup>のタイとストラットの方法を応用したものであり、コンクリート圧縮ストラットが壁横筋の応力により、ノードと呼ばれる有限な広がりをする節点で角度変化する点に特徴がある。同モデルでは力の釣り合いの内、モーメントの釣り合いが保証されていない。また、他のモデルと同様に横筋の降伏を前提としている。このモデルにおいても終局強度は曲げとせん断の区別はない。

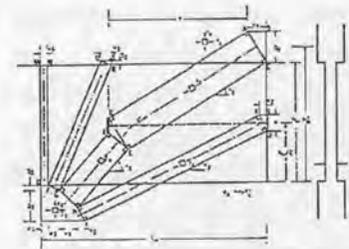


図2.1.4 塩原モデル

5) 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の耐震壁のせん断終局強度算定式<sup>2-10)</sup>

同式は上述したマクロモデルの考え方を反映した耐震壁のせん断終局強度算定式である。同式を式(2.1-4)に示す。

同式は、壁内横筋の降伏を前提としたトラス機構とアーチ機構の和により耐震壁のせん断終局強度を評価する式である。上述したマクロモデルと大きく異なる点はコンクリートの有効圧縮強度をコンクリートの一軸圧縮強度の関数として評価していることである。側柱主筋、壁内縦筋の降伏は生じないものとしてせん断終局強度を求め、それらが降伏する場合には変形量に応じてコンクリートの有効圧縮強度をさらに低減している。コンクリート圧縮ストラットの角度はマクロモデルと同様にトラス機構とアーチ機構で異なる。

同式も壁内横筋の降伏を前提としており、せん断抵抗機構が実際の現象と異なる場合がある。

$$Q_{su} = l_{wb} p_H \sigma_{Hy} \cot\phi + \tan\theta (1-\beta) l_w l_{wa} v \frac{\sigma_B}{2} \quad (2.1-4)$$

$$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{h_w}{l_{wa}}\right)^2 + 1} - \frac{h_w}{l_{wa}} \quad \beta = (1 + \cot^2\phi) \cdot \frac{p_H \cdot \sigma_{Hy}}{v \cdot \sigma_B}$$

$$l_{wa} = l_w + D + \Delta l_{wa} \quad l_{wb} = l_w + D + \Delta l_{wb}$$

$$\Delta l_{wa} = \begin{cases} \frac{A_{cc}}{l_w} & A_{cc} \leq l_w D_c \\ D + \sqrt{\frac{A_{cc} D}{l_w}} & A_{cc} \geq l_w D_c \end{cases}$$

$$\Delta l_{wb} = \begin{cases} \frac{A_{cc}}{l_w} & A_{cc} \leq l_w D_c \\ D & A_{cc} \geq l_w D_c \end{cases}$$

$$A_{cc} = A_c - \frac{N_{cc}}{\sigma_B}$$

$$v_0 = 0.7 - \frac{\sigma_B}{2000}$$

$$v = v_0 \quad R_u \leq 0.005$$

$$v = (1.2 - 40 R_u) v_0 \quad 0.005 \leq R_u \leq 0.02$$

$$v = 0.4 v_0 \quad 0.02 \leq R_u$$

ここに、 $l_w$ ：壁厚

$l_{wb}$ ：トラス機構の等価壁長さ

$p_H$ ：壁横筋比

$\sigma_{Hy}$ ：壁横筋の降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\cot\phi$ ：トラス機構の圧縮束の角度 (=1.0)

$\tan\theta$ ：アーチ機構の圧縮束の角度

$l_{wa}$ ：アーチ機構の等価壁長さ

$h_w$ ：壁高さ

$v$ ：コンクリート圧縮強度の有効係数

$\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$l_w'$ ：壁板の柱内法長さ

$D$ ：側柱せい

$A_c$ ：圧縮側柱の有効断面積

$N_{cc}$ ：軸方向力

$R_u$ ：保証回転角

以上に、既往の耐震壁のせん断終局強度を算定する式と終局強度を算定するマクロモデルを示した。

現在の設計では、せん断終局強度算定式により耐震壁のせん断終局強度を求める場合には別途曲げ終局強度を算定し、それらの大小によって破壊モードが曲げ破壊なのかもしくはせん断破壊なのかを判定する。曲げ終局強度は日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」<sup>2-24)</sup>に示された式もしくは平面保持仮定による塑性理論によって算定するのが一般的である。この場合にはせん断及び曲げ終局強度を良い精度で評価する必要があるが、既往の実験式は全てのパラメータを考慮しておらず(例えば広沢式においては側柱主筋強度が考慮されていない)、場合によっては実際の強度と大きく異なる可能性がある。日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の耐震壁のせん断終局強度算定式はせん断抵抗機構を仮定した式であるが、横筋の降伏を前提としており、実際の現象と異なる場合がある。

既往の終局強度を算定するマクロモデルも日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の耐震壁のせん断終局強度算定式と同様、横筋の降伏を前提としており、改善の余地があると言える。

既往のマクロモデルはせん断、曲げの区別をせずに壁の終局強度を算定する。実際の現象においても一つの耐震壁には一つの終局強度しかない。また、既往の実験結果

をみても破壊モードが曲げ破壊型なのかせん断破壊型なのか明確に区別がつかない場合が多い。これらのことを鑑みると、破壊モードの特定はあまり意味のないことのように思える。大事なものは、終局強度とその時の変形、そしてそこに至るまでに生じる現象を的確に把握することであると思われる。

## 2.2 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する研究

これまでに鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する研究も多々行われている。ここでは、既往の研究を列記し、問題点等を検討する。

### 1) 原子力発電所耐震設計技術指針<sup>2-13)</sup>の評価手法

この評価手法は実験結果に基づいて導かれたものであり、曲げ変形とせん断変形を個別に求め、その和を全体水平変形としている。同評価手法の内、せん断変形評価手法を式(2.2-1)～(2.2-6)に示す。

曲げ変形、せん断変形ともtri-linear型にモデル化されており、せん断終局強度は吉崎式により定め、その時のせん断ひずみ度を $\gamma = 4 \times 10^{-3}$ に固定している。また、せん断変形では、実験結果のせん断ひびわれの進展に伴うせん断剛性の低下に着目し、第二折れ点を定めている。このせん断変形評価手法の精度はせん断終局強度のみに依存していると言っても過言ではなく、それを評価する吉崎式が曲げ降伏等の影響を考慮していないことから適用範囲はさほど広くないと思われる。

曲げ変形の第二折れ点は曲げ降伏時、終局点は曲げ終局時であり、これらの強度及び曲率は基本的に平面保持を仮定した塑性理論により求めることとしている。

第一折れ点 ( $\tau_1, \gamma_1$ ) :

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{\sigma_B} (\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)} \quad (2.2-1)$$

$$\gamma_1 = \frac{\tau_1}{G_C} \quad (2.2-2)$$

第二折れ点 ( $\tau_2, \gamma_2$ ) :

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1 \quad (2.2-3)$$

$$\gamma_2 = 3.0 \gamma_1 \quad (2.2-4)$$

終局点 ( $\tau_3, \gamma_3$ ) :

$$\tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_s}{4.5 \sqrt{\sigma_B}}\right) \tau_0 + \tau_s \quad ; \quad \tau_s \leq 4.5 \sqrt{\sigma_B} \quad (2.2-5)$$

$$= 4.5 \sqrt{\sigma_B} \quad ; \quad \tau_s \geq 4.5 \sqrt{\sigma_B}$$

$$\tau_0 = \left(3.0 - 1.8 \frac{M}{Q \cdot D}\right) \sqrt{\sigma_B} \quad ; \quad \frac{M}{Q \cdot D} \geq 1.0$$

$$\tau_s = \frac{(p_V + p_H) \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_{V0} + \sigma_{H0}}{2}$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3} \quad (2.2-6)$$

ただし、各折れ点のせん断力は下式より求める。

$$Q_{su} = \tau_{su} t_w D_c$$

ここに、 $G_c$ ：コンクリートのせん断剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$ ：コンクリートの一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_y$ ：鉄筋の降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $M/(QD)$ ：シアスパン比 (D：側柱芯々間距離)  
 $p_v$ ：壁板縦筋比  
 $p_H$ ：壁板横筋比  
 $\sigma_{v0}$ ：縦方向軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{H0}$ ：横方向軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $t_w$ ：壁板厚  
 $D_c$ ：壁全長

## 2) 千葉らの評価手法<sup>2-14,25)</sup>

千葉らの評価手法も曲げ変形とせん断変形を個別に求める手法であり、千葉らが行った実験結果に基づき、せん断変形の評価手法を導いている。このせん断変形評価手法を式 (2.2-7) ~ (2.2-12) に示す。

このせん断変形評価手法は第一、第二折れ点を終局点に基づいて定めているところに特徴がある。終局点の強度は吉崎式に類似した式であり、実験結果に対応するよう係数を定めている。また、その時のせん断ひずみ度は  $\gamma = 4.8 \times 10^{-3}$  に固定している。この評価手法も原子力発電所耐震設計技術指針の評価手法と同様、せん断終局強度のみに依存するものである。

なお、鉄筋の負担応力度、軸力比及びシアスパン比に制限が設けられており、適用範囲は狭い。

第一折れ点 ( $\tau_1, \gamma_1$ ) :

$$\tau_1 = 0.3 \tau_3 \quad (2.2-7)$$

$$\gamma_1 = \frac{\tau_1}{G_c} \quad (2.2-8)$$

第二折れ点 ( $\tau_2, \gamma_2$ ) :

$$\tau_2 = 0.8 \tau_3 \quad (2.2-9)$$

$$\gamma_2 = 0.5 \gamma_3 \quad (2.2-10)$$

終局点 ( $\tau_3, \gamma_3$ ) :

$$\tau_3 = \tau_c + \tau_s + \tau_0 \quad (2.2-11)$$

$$\tau_c = 2.7 \sqrt{\sigma_B} \left( 1.9 - 1.5 \frac{M}{Q D} \right)$$

$$\tau_s = \frac{p_w \sigma_y}{2}$$

$$\tau_0 = \sigma_{v0}$$

$$p_w = p_v = p_H$$

$$\gamma_3 = 4.8 \times 10^{-3} \quad (2.2-12)$$

$$p_w \cdot \sigma_y \leq 6.0 \sqrt{\sigma_B}, \quad 0.0 \leq \sigma_v \leq 40.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, \quad 0.4 \leq \frac{M}{Q D} \leq 0.8$$

ただし、各折れ点のせん断力は下式より求める。

$$Q = \tau t_w D$$

ここに、 $G_c$ ：コンクリートのせん断剛性 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )  
 $\sigma_B$ ：コンクリートの一軸圧縮強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )  
 $\sigma_y$ ：鉄筋の降伏強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )  
 $M/(QD)$ ：シアスパン比 ( $D$ ：側柱芯々間距離)  
 $p_V$ ：壁板縦筋比  
 $p_H$ ：壁板横筋比  
 $\sigma_{V0}$ ：縦方向軸応力度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )  
 $t_w$ ：壁板厚

### 3) 壁谷澤・松本モデル<sup>2-26)</sup>

壁谷澤、松本は、曲げ変形とせん断変形を個別に求め、それらを累加する方法と耐震壁の曲げ抵抗を鉛直材で、せん断抵抗を斜め材で表現したトラス置換モデルによる方法の二種類を提案している。いずれも、最大耐力以降の変形も評価可能となっている。

まず、曲げ変形とせん断変形を個別に評価する手法についてまとめる。曲げ変形の算定手法を式 (2.2-13) ~ (2.2-17) に、せん断変形評価手法を式 (2.2-18) ~ (2.2-22) に示す。

曲げ変形は tri-linear 型で表わしており、第一折れ点が曲げひびわれ時、第二折れ点が曲げ降伏時、そして第三折れ点 (最大耐力時) が曲げ終局時である。曲げ降伏時、曲げ終局時は強度と曲率を平面保持仮定の塑性理論より定めている。この時、コンクリートの圧縮の応力度 ( $\sigma$ ) ~ ひずみ度 ( $\varepsilon$ ) 関係を Fafitis・Shah の提案する式 (2.2-15) で表わしている。また、曲げ終局時は圧縮側柱最外縁が式 (2.2-16) で定義したコンクリートの終局ひずみ度に達した時としている。曲げ降伏時、曲げ終局時の変形は曲げ解析より求めた曲率を式 (2.2-17) に適用して算定している。

せん断変形は、せん断ひびわれ点とせん断終局時で構成される bi-linear 型で表現している。せん断終局強度は日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」のせん断終局強度式 (2.2-20) を採用しているが、コンクリートの有効圧縮強度に式 (2.2-21) の CEB-Model Code 1990 の草案式を採用している。変形に応じた有効圧縮強度の低減は行っていない。また、トラス、アーチ機構の等価壁長さの算定式も簡略化している。せん断終局時の変形は実験結果より、壁板圧縮破壊時における対角方向のひずみがほぼコンクリート一軸圧縮強度時のひずみに対応することから、式 (2.2-22) で定めている。

曲げ終局時の曲げ変形の算定において、式 (2.2-17) で算定すると、脚部の曲率がかなり大きくなる場合には曲げ変形を過大に評価する可能性がある。

せん断終局強度の算定時に曲げ降伏後のコンクリート有効圧縮強度の低減を行っておらず、早期に曲げ降伏してせん断破壊に至る場合には、せん断終局強度を過大に評価するものと思われる。また、せん断終局時の変形をコンクリート圧縮強度時のひずみから定めると、斜張力破壊が生じる場合にはその時の変形を大きめに評価する可能性がある。

$$Q_{b1} = \frac{(\sigma_{ct} + \sigma_0) Z_e}{h_w} \quad (2.2-13)$$

$$R_{b1} = \frac{Q_{b1} h_w^2}{3 E_c I_e} \quad (2.2-14)$$

$$\sigma_x = \sigma_B \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_x}{\epsilon_{cm}} \right)^A \right] \quad A = \frac{E_c \epsilon_{cm}}{\sigma_B} \quad (2.2-15)$$

$$\epsilon_{cm} = 1.37 \times 10^{-6} \sigma_B + 0.00169$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cm} + 0.001 \quad (2.2-16)$$

$$R_{b2,3} = \frac{\phi_{2,3} h_w}{3} \quad (2.2-17)$$

$$Q_{s1} = \frac{\tau_{sc} I_w I_w}{K_w} \quad (2.2-18)$$

$$R_{s1} = \frac{\tau_{sc}}{G_c} \quad (2.2-19)$$

$$\tau_{sc} = \sqrt{\sigma_{ct}^2 + \sigma_{ct} \sigma_0}$$

$$Q_{s2} = t_w l_{wb} \rho_H \sigma_{Hy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v_0 \frac{\sigma_B}{2} \quad (2.2-20)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left( \frac{h_w}{l_{wa}} \right)^2 + 1} - \frac{h_w}{l_{wa}}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \frac{\rho_H \sigma_{Hy}}{v_0 \sigma_B}$$

$$l_{wa} = l_{wb} = l_w + D_c$$

$$v_0 = 3.68 \cdot \sigma_B^{-1/3} \quad (2.2-21)$$

$$R_{s2} = \left( \frac{h_w}{l_w} + \frac{l_w}{h_w} \right) \epsilon_{cm} \quad (2.2-22)$$

ここに、 $\sigma_{ct}$  : コンクリート引張強度 ( $=\sqrt{\sigma_B}$ ) (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 軸方向応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$Z_e$  : 等価断面係数

$h_w$  : 内法高さ

$I_e$  : 等価断面二次モーメント

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\phi$  : 壁脚部の曲率

$t_w$  : 壁厚

$l_w$  : 柱心間距離

$\kappa_w$  : 形状係数

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)

次にトラス置換モデルである。モデルを図2.2.1に示す。同モデルは作用するせん断力によって生じる鉛直方向力に対し鉛直材で、斜め方向に生じる圧縮力と引張力に対し斜め材で抵抗させるモデルである。入手した文献には詳細な情報が記載されておらず、Collinsらの提案する引張主ひずみに応じてコンクリート圧縮強度を低減するモデルを採用していること以外は不明である。

同モデルの問題点は、軸方向力が載荷される場合には軸方向力に対して斜め材も寄与するため、鉛直部材の軸方向応力度が実際に生じる値と異なることである。また、せん断抵抗機構は壁横筋を考慮しておらず、実際の抵抗機構とは異なるものとなっている。

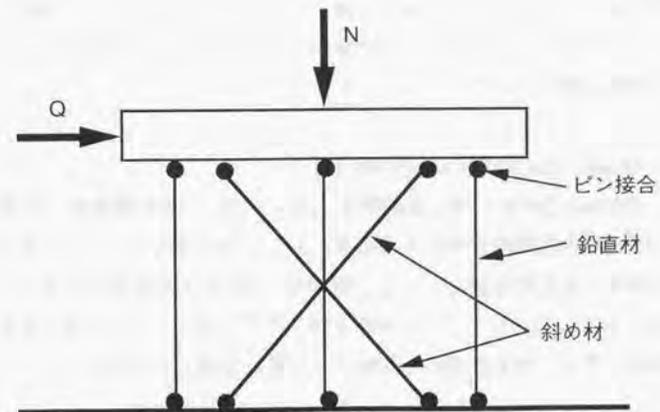


図2.2.1 トラス置換モデル

4)Hsuらの評価手法<sup>2-27,28)</sup>

Mau、Hsuらはシアスパン比が1.0以下の耐震壁に限定して、トラス理論により復元力特性の評価を行っている。この際、シアスパン比が小さいことから、せん断変形を全体水平変形とし、基礎の拘束効果により横方向は変形しないと仮定している。コンクリートの圧縮の応力度～ひずみ度関係にはCollinsらの提案する手法を採用し、圧縮強度をテストピースの一軸圧縮強度から低減している。

この手法は、複雑な修練計算を必要とするが、終局強度時の変形のみであれば修練計算を必要としない。

この手法には軸方向力が考慮されていない等、種々の問題があるが、理論的に耐力が低下する現象までを再現しており、多いに参考となる研究である。

5)Gupta、Ranganらの評価手法<sup>2-29)</sup>

Gupta、Ranganらは、トラス理論により終局強度の評価を行っている。Gupta、Ranganらは自らの実験結果からシアスパン比が小さくても横方向の変形が無視できないことを示し、主圧縮方向の角度を壁形状から定めることにより解析法を構築している。トラス理論から求められる終局強度をせん断終局強度とし、別途平面保持仮定より曲げ終局強度を求め、それらの小さい方を終局強度と定義している。この手法を既往の実験結果に適用した結果、終局強度、破壊モードを良い精度で評価できたと報告している。この研究は復元力特性の評価へと発展される可能性が高いことから、「復元力特性の評価に関する研究」の項に示した。

7)Oesterle、Ochoa、Corlayらの評価手法<sup>2-30)</sup>

Oesterle、Ochoa、Corlayらは、比較的シアスパン比の大きい耐震壁の実験を行い、脚部での引張最外線の縦筋が降伏することにより、曲げ変形のみならずせん断変形も大きく剛性変化することを示している。彼等は、せん断変形は脚部のヒンジゾーンにおいて卓越するとして、そのゾーンの縦方向のひずみ度を引張と圧縮の最外線のひずみ度の平均値を用い、せん断変形を評価する手法を提案している。

ここで示した以外にも、耐震壁の復元力特性の評価を試みた研究は幾つかあるが、そのほとんどが実験結果に基づいて誘導されたものであり、適用範囲に限界がある。理論的にアプローチした例もあるが、モデルが複雑すぎてその情報を全て示されていないものが多く、その妥当性は把握できない。

実験に頼る面が多いのは、耐震壁のせん断変形に対する影響因子が明確に把握できていないためではないかと思われる。日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の耐震壁のせん断終局強度算定式にも示されているように、曲げとせん断が作用する耐震壁のせん断終局強度は曲げの影響を受ける。このことは、せん断変形が曲げの影響を受けることを示しており、これがせん断変形を理論的に把握するのに支障をきたしていると思われる。耐震壁のせん断変形性状を把握するためには、先ずせん断力のみが作用する純せん断状態での挙動の解明が必要であると思われる。幸いにして、近年、有限要素法の解析精度を向上させるために純せん断実験が多々行われている。その結果、テンションスティフニング特性、ひびわれ面のせん断伝達特性及びひびわれの生じたコンクリートの圧縮特性等のモデルが種々提案された。先ずはこれらの研究結果に着目し、純せん断状態でのせん断性状を把握することが、曲げせん断状態での耐震壁のせん断性状を理論的に把握する最も良い手段であると考えられる。

## 2.3 鉄筋コンクリート造平板の純せん断状態での挙動に関する研究

鉄筋コンクリート造平板は純せん断状態においても、その挙動は複雑であり、既往の研究成果はそのほとんどが実験結果に基づいたものである。既往の実験は、比較的薄肉の正方形平板を対し、荷重条件と境界条件を単純化した面内加力実験である。これら実験方法では、比較的一様応力場が形成され、構成則の検討に適している。これらの実験はCollinsら<sup>2-31,32)</sup>をはじめ、多数行われている。本研究において着目した実験に関しては第3章において後述する。

既往の研究では、これら実験結果に基づき、鉄筋とコンクリートが組み合わされた状態でのコンクリートの構成則が種々提案されている。ひびわれ後の鉄筋コンクリートの挙動を実験結果から推定する場合には、ひびわれ一本毎に着目して構成則を誘導するのは困難であり、試験体である平板を例えば耐震壁のせん断変形が卓越する部分での微小領域を模擬しているとみなし、実験結果から平均的な構成則を得る方が良いと思われる。既往の研究での構成則の提案も試験体である平板を一様応力場とみなし、平均的なものが提案されている。

鉄筋とコンクリートが組み合わされた状態の挙動を評価するに当たって、提案されたコンクリートの平均的な構成則は以下の三項目である。

### 1) ひびわれ後のコンクリートの圧縮特性

ひびわれ方向のコンクリートの圧縮強度及びその時の圧縮ひずみ度はコンクリート円柱による圧縮試験結果と異なり、小さくなる傾向にあり、この特性を平均的に表わしている。

### 2) ひびわれ面でのせん断伝達特性

ひびわれ後に縦と横方向で応力度差が生じた場合、主軸角度がひびわれ発生前と異なる。これは、主にひびわれ面でのせん断伝達に依存するとして、この特性を平均的に表わしている。

### 3) テンションステイフィング特性

コンクリートと鉄筋の付着によって生じるある領域の剛性を、ひびわれ後の平均的なコンクリートの負担引張応力度で表わしている。

これら構成則に関する既往研究を以降にまとめる。

## 2.3.1 ひびわれ後の鉄筋コンクリートの圧縮特性に関する研究

面内せん断力下において、斜めひびわれの生じた後のコンクリート圧縮ストラットの応力度～ひずみ度関係がコンクリートシリンダーの一軸圧縮試験の結果と大きく異なることはもはや周知の事実であり、多くの研究者がこの現象を表現するためのモデルを提案している。

既往のひびわれ後の鉄筋コンクリートの圧縮特性に関するモデルは大きく二つに分けられる。

その一つはCollinsら<sup>2-31,32)</sup>が提案したように主引張方向のひずみ度の大きさに依存させて、ひびわれ後の鉄筋コンクリートの圧縮特性を表現するモデルであり、式(2.3-1)で表わされる。これに類似したモデルは、野口ら<sup>2-33~36)</sup>、大森・栗原ら<sup>2-37,38)</sup>、角・川股ら<sup>2-39,40)</sup>、Hsuら<sup>2-41)</sup>、その他多くの研究者が提案しており、ひびわれ後の鉄筋コンクリートの圧縮特性を表わすモデルはこの考え方が主流と言っても過言ではない。

もう一つはNielsen<sup>2-42)</sup>、長沼ら<sup>2-43)</sup>が提案しているようにコンクリート圧縮強度のみに依存させて圧縮強度の低減率を定める手法であり、長沼はこの低減率をFafitis・Shah<sup>2-44)</sup>の提案するコンクリートの一軸圧縮応力度～ひずみ度関係の圧縮強度とその時のひずみ度に低減率を乗じてひびわれ後の鉄筋コンクリートの圧縮特性を表わしている。Nielsenの圧縮強度低減率を式(2.3-2)に、長沼の圧縮強度低減率とそれを用いたひびわれ後の圧縮の応力度～ひずみ度関係をそれぞれ式(2.3-3)と(2.3-4)に示す。これらの式によれば、コンクリート一軸圧縮強度が高くなるほど低減率は小さくなる。これは、コンクリート一軸圧縮強度が高くなると鉄筋とコンクリートの付着がよくなることからひびわれが分散し、コンクリート内部の損傷が大きくなるためではないと思われる。しかし、これら圧縮強度低減率の評価式ではコンクリート一軸圧縮強度がかなり大きくなると低減率が過小に評価することになり、長沼の提案式ではコンクリート一軸圧縮強度が $1924\text{kgf/cm}^2$ で低減率が零になる。これらに対し、CEB-Model Code 1990<sup>2-45)</sup>では、式(2.3-5)のように指数関数で低減率を表わしているが、コンクリート一軸圧縮強度が $1000\text{kgf/cm}^2$ を超える場合を妥当に評価できているかどうかは不明である。長沼もCEB-Model Code 1990の式と類似した式(2.3-6)を提案している<sup>2-43)</sup>。日本建築学会では「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説」においてNielsenの式を採用していたが、「鉄筋コンクリート造

建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説<sup>2-46)</sup>には、柱、梁のせん断終局強度算定式において、コンクリート一軸圧縮強度が600kgf/cm<sup>2</sup>を超える場合にはCEB-Model Code 1990の式によりコンクリートの有効圧縮強度を評価した方が良いと記されている。

これら二種類の手法はいずれも鉄筋コンクリート平板実験から導かれたものであるが、Collinsら及びこれに類似した式を提案している研究者の実験では鉄筋が降伏したものが多く、これを含めて式を誘導していることから、提案式が実際のひびわれから圧壊に至るまでのコンクリートの圧縮特性を表現できているとは言い難い。これに対し、長沼は鉄筋の降伏が生じずにコンクリートが圧壊した実験結果から式を誘導しており、これら実験結果をCollinsらの手法で整理した結果、バラツキが大きく定性的傾向も表われていなかったと報告している<sup>2-47)</sup>。これらのことを考慮すると、長沼らの提案式の方が実際の挙動を良く表わしているものと思われる。

しかし、角らの実験結果<sup>2-48)</sup>ではコンクリート圧縮強度がほぼ同じ場合には鉄筋量に応じて低減率が変動することを示しており、何らかの形でこの影響を反映させるべきであると思われる。

$$\lambda = \frac{1}{0.8 - 0.34 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_B}} \quad (2.3-1)$$

$$\lambda = 0.7 - \frac{\sigma_B}{2000} \quad (2.3-2)$$

$$\lambda = 0.74 - \frac{\sigma_B}{2600} \quad (2.3-3)$$

$$\sigma_s = \lambda \sigma_B [1.0 - (1.0 - \frac{\epsilon_s}{\lambda \epsilon_B})^A] \quad A = \frac{E_c \epsilon_B}{\sigma_B} \quad (2.3-4)$$

$$\lambda = 3.68 \sigma_B^{-1/3} \quad (2.3-5)$$

$$\lambda = 4.2 \sigma_B^{-0.34} \quad (2.3-6)$$

ここに、 $\epsilon_B$  : コンクリート一軸の圧縮強度時ひずみ度

$\epsilon_1$  : 主引張方向のひずみ度

$\sigma_B$  : コンクリート一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

### 2.3.2 ひびわれ後の鉄筋コンクリートの主圧縮方向に関する研究

縦横筋比の異なる鉄筋コンクリート造平板に斜めひびわれが生じると、主圧縮方向角度は45°から変化する。これは、ひびわれ面においてせん断応力度が生じ、これに起因して縦横のひずみ量に差が生じるためである。ひびわれ面においてせん断応力度が生じる原因としては、ひびわれ面の凹凸による噛み合い作用、ひびわれ面の摩擦、それにひびわれを横切る鉄筋のダボ作用等が考えられる。

この主圧縮方向の角度変化を考慮しない場合には、せん断終局強度をかなり低く評価する場合もあり、主圧縮方向角度の評価は鉄筋コンクリート造のひびわれ後のせん断性状を評価するためには欠かせない因子である。

ひびわれ後の鉄筋コンクリートの主圧縮方向に関する既往の研究では、ひびわれ面のせん断伝達特性を実験結果に基づきモデル化することにより、主圧縮方向の角度を評価するものしかないようである。実験結果よりひびわれ面のせん断伝達特性をモデル化した例としては、Fenwickら<sup>2-49)</sup>、Shiraiら<sup>2-50)</sup>、青柳ら<sup>2-51)</sup>、Al-Mahaidi<sup>2-52)</sup>、Bazantら<sup>2-53)</sup>、そして長沼<sup>2-43)</sup>の研究が挙げられる。

ひびわれ面のせん断伝達特性を考慮すると解析モデルが非常に複雑になる。本研究の目的はFEMのようなマイクロモデルではなく、マクロモデルの開発であることから、この主圧縮方向を別の角度からできるだけ簡単に評価する手法を検討する必要がある。

### 2.3.3 鉄筋コンクリートのテンションステイフニング特性に関する研究

ひびわれが生じた後のコンクリートの引張応力度～ひずみ度関係はテンションステイフニング特性と呼ばれ、鉄筋とコンクリートの付着特性が変形に及ぼす影響を表現するためには欠かせない因子である。

テンションステイフニング特性は、ある領域の平均的なコンクリートの引張応力度を評価したものであり、鉄筋とひびわれ面が直交している場合には、鉄筋とコンクリートとの付着特性により生じるものである。ひびわれ面に対して鉄筋が斜めに配されている場合には、鉄筋のダボ作用も寄与しているのではないと思われる。

この既往研究は全て実験結果に基づいており、代表的なものとしてはCollinsら<sup>2-32)</sup>(式(2.5-1))、角ら<sup>2-39)</sup>、大森・栗原ら<sup>2-37)</sup>、Stevensら<sup>2-54)</sup>、岡村・前川ら<sup>2-55)</sup>、そして、長沼<sup>2-56)</sup>の提案式が挙げられる。長沼以外の提案式はCollinsらのように実験結果から係数を定めて、主引張方向ひずみ度に対応する主引張応力度を算定することにより、テンションステイフニング特性を表現している。長沼は、ひびわれ発生直後の安定時のコンクリートの負担引張応力度の引張強度に対する比をコンクリートの圧縮強度で、その時のひずみ度を鉄筋比で定め、その後は主圧縮方向のコンクリートの圧縮剛性に応じて負担引張応力度を低減させるモデルを提案している。長沼の提案するモデルを式(2.5-2)から(2.5-4)に示す。このモデルは主引張方向ひずみ度を評価することなく、コンクリートの負担引張応力度を評価でき、マクロモデルへの適用性が高いと思われる。しかし、角らの実験結果<sup>2-48)</sup>をみると、ひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度はコンクリート引張強度のみならず、鉄筋の影響も受け、鉄筋比が大きくなるとコンクリートの負担引張応力度が減少する傾向にある。これを長沼の提案するモデルに反映できればより良いテンションステイフニング特性のモデルが提案できるように思われる。

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} = \frac{1}{1 + \sqrt{200} \epsilon_1} \quad (2.5-1)$$

$$r_m = 0.6 - \frac{\sigma_B}{1800} \quad (2.5-2)$$

$$\epsilon_m = 0.0016 - 0.0024 p_s \quad (2.5-3)$$

$$\sigma_1 = r_m \sigma_{cr} \frac{E_{cd}}{E_c} \quad (2.5-4)$$

ここに、 $\sigma_1$ ：ひびわれ後のコンクリートの負担引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cr}$ ：コンクリートの一軸引張強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\epsilon_1$ ：ひびわれ後のコンクリートの引張ひずみ度

$\sigma_B$ ：コンクリートの一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$p_s$ ：縦横平均の鉄筋比

$E_c$ ：コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_{cd}$ ：主圧縮方向のコンクリートの接線剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$r_m$ ：ひびわれ直後のコンクリート負担引張応力度の引張強度に対する比

$\epsilon_m$ ：ひびわれ直後の引張ひずみ度

<第2章参考文献>

- 2-1) Ritter, W. : Die Bauweise Hennebique, Schweizerische Bauzeitung (Zurich), Vol. 33, No. 7, pp. 59~61, 1899.2
- 2-2) Kani G.N.J. : The Riddle of Shear Failure and Its Solution, Journal of ACI, Proceedings, Vol. 61, No. 4, pp. 441~467, 1964.4
- 2-3) Paulay T. : Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST3, pp. 843~862, 1971.3
- 2-4) 今井 弘 : 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断ひび割れ後の性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第268号, pp. 9~20, 1978, 6
- 2-5) 望月 重 : 鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断強度に関する研究 - 付帯ラ－メンのせん断破壊により支配される耐力 -, 日本建築学会構造系論文報告集, 第306号, pp. 40~50, 1981.8
- 2-6) 望月 重 : 鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断強度に関する研究 - 壁板のスリップ破壊により支配される耐力 -, 日本建築学会構造系論文報告集, 第330号, pp. 86~95, 1983.8
- 2-7) 富井政英, 江崎文也 : 鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究 (その1, 壁板のスリップ破壊によって支配される水平耐力), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp. 1587~1588, 1981.9
- 2-8) 富井政英, 江崎文也 : 鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究 (その2, 側柱・側はりのせん断耐力), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp. 1589~1590, 1981.9
- 2-9) 称原良一, 加藤 勉 : 鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局強度, 日本建築学会構造系論文報告集, 第343号, pp. 24~31, 1984, 9
- 2-10) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 340p., 1990
- 2-11) 荒川 卓 : 鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第66号, pp. 437~440, 1960.10
- 2-12) 広沢雅也 : 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, NO. 6, 1975
- 2-13) 日本電気協会 電気技術基準調査委員会 : 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601 - 1991 追補版, 418p.
- 2-14) 千葉 修, 福沢六郎, 羽鳥敏明, 柳下和男, 金子 治, 渡壁守正 : 建屋の復元力特性に関する研究 その41 : 耐震壁の最大せん断耐力とせん断変形性状に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp. 855~856, 1985.10
- 2-15) 白石一郎, 狩野芳一, 町田亘寛 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第365号, pp. 144~155, 1986, 7
- 2-16) 町田亘寛, 白石一郎, 中村善郎 : 鉄筋コンクリート造立体耐震壁の最大耐力に関する解析的研究, 熊谷組技報第40号, pp. 65~75, 1987.2
- 2-17) 白石一郎, 狩野芳一, 町田亘寛 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の最大耐力に関する考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第378号, pp. 91~101, 1987, 8
- 2-18) 町田亘寛, 白石一郎, 上原一男, 中村善郎, 栗原一郎 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果に関する検討, 熊谷組技報第44号, pp. 27~35, 1987.2
- 2-19) 白石一郎, 中村善郎, 狩野芳一 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果, 日本建築学会構造系論文報告集, 第392号, pp. 34~45, 1988, 10
- 2-20) 酒井 章, 栗原一郎, 白石一郎, 中村善郎 : 仮動的実験法による地震応答性状に関する研究 (その4) - 鉄筋コンクリート造立体耐震壁の解析的考察 - : 熊谷組技報第47号, pp. 81~87, 1990.2
- 2-21) 村上利憲, 福嶋孝之, 南 宏一 : 水平集中荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 381~384, 1985
- 2-22) 塩原 等 : 塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法, コンクリート工学論文, No. 87.8-1, pp. 101~114, 1987.8
- 2-23) Marti P. : Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design, Journal of the ACI, Vol. 82, pp. 46~56, Jan.-Feb., 1985
- 2-24) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 2-25) 羽鳥敏明, 渡部 丹, 山内泰之, 久保哲夫, 福沢六郎, 千葉 修, 柳下和男, : 建屋の復元力特性に関する研究 その75 : 耐震壁の復元力特性 (荷重 - 変形関係のスケルトンカーブ), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp. 321

- ～322, 1987.10
- 2-26) 松本和行：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する研究、日本建築学会関東支部構造部会「RC耐震壁ならびに構造物の耐震性能に関する学位論文および討論会」資料、27p.、1995.3
- 2-27) Thomas T.C.Hsu and Y.L.Mo：Softening of Concrete in Low-Rise Shearwalls, ACI Journal, Nov. - Dec., pp.883～889, 1985
- 2-28) S.T.Mau and Thomas T.C.Hsu：Shear Design and Analysis of Low - Rise Structural Walls. ACI Journal, Mar. - Apr., pp.306～315, 1986
- 2-29) Anshu Gupta and B.Vijaya Rangan：High - Strength Concrete ( HSC ) Structural Walls, ACI Journal, Mar. - Apr., pp.194～204, 1998
- 2-30) R.G.Oesterle, J.D.Aristizabal - Ochoa, K.N.Shin, and W.G.Corley：Web Crushing of Reinforced Concrete Strucural Walls, ACI Journal, May. - Jun., pp.231～241, 1994
- 2-31) Vechico,F.J. and Collins,M.P.：The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses, Publication No.82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, March 1982.
- 2-32) Vechico,F.J. and Collins,M.P.：The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concret Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.2, Nov.-Dec., pp.219～231, 1986.
- 2-33) 濱田 聡、野口 博：ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II, pp.397～398, 1988.10
- 2-34) 大久保雅章、濱田 聡、野口 博：ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験（その2、その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II, pp.917～920, 1989.10
- 2-35) 大久保雅章、濱田 聡、野口 博：ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.11, No.2, pp.323～326, 1989
- 2-36) 大久保雅章、濱田 聡、野口 博：地震時のひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験、JCIコロキウム論文集、RC構造のせん断設計法に関する解析的研究、pp.17～22, 1989.10
- 2-37) 大森信次、高橋敏夫、坪田張二、井上範夫、栗原和夫、渡部茂雄：繰返し面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の弾塑性挙動に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第403号、pp.105～118, 1989.9
- 2-38) 栗原和夫、大森信次、高橋敏夫、坪田張二、井上範夫、渡部茂雄：繰返し面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の弾塑性解析モデルに関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第410号、pp.93～105, 1990.4
- 2-39) 角 一行、川股重也：面内せん断応力下の鉄筋コンクリート平板におけるコンクリートの力学特性、コンクリート工学論文、No.88-10-1, 1988, pp.97～110
- 2-40) 角 一行、川股重也：面内せん断応力下のRC壁体におけるコンクリートの圧縮域特性、コンクリート工学論文、No.89-10-1, 1989, pp.97～107
- 2-41) Hsu,T.T.C. and Belarbi,A.：Constitutive Laws of Reinforced Concrete in Biaxial Tension - Compression, Research Report UHCEE 91 - 2, University of Houston, Department of Civil and Environmental Engineering, July 1991.
- 2-42) M.P.Nielsen et al.：CONCRETE PLASTICITY, Specialpublikation udgivet af Dansk Selskab for Bygningsstatik, Lingby, pp.36～38, 1978
- 2-43) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その1）、日本建築学会構造系論文報告集、第421号、pp.39～48, 1991.3
- 2-44) Fafitis, A. and Shah, S.P.：Lateral Reinforcement for High - Strength Concrete Columns, ACI Special Publication, No.SP- 87, pp.213～232, 1985.
- 2-45) COMITE EURO - INTERNATIONAL DUE BETON / FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRE - CONTRAINTE：CEB - FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES, PARIS, 348p, 1990
- 2-46) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説、440p.、1997
- 2-47) 山口恒雄、長沼一洋：面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の力学的特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第419号、pp.77～86, 1991.1
- 2-48) 松浦恒久、長 稔、角 一行、塩原 等、野口 博：高強度鉄筋コンクリート平板の面内純せん断実験（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II, pp.425～428, 1991.9
- 2-49) Fenwick, R.C. and Paulay, T：Mechanisms of shear Resistance of Concrete

Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST10, pp. 2325~2350, Oct. 1968.

2-50) Shirai, N. and Sato, T.: Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Structures - Material Modelling of Reinforced Concrete, Final Report, IABSE Colloquium, Delft, pp. 687~700, June 1981.

2-51) 山田一字、青柳征夫: ひびわれ面におけるせん断伝達、コンクリート工学、第2回RC構造のせん断問題に関するコロキウム論文集、pp. 19~26、1983.10

2-52) Al - Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Repot 79 - 1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Jan. 1979.

2-53) Bazant, Z.P. and Gambarova, P.: Rough Cracks in Reinforced Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST4, pp. 819~842, Apr., 1980.

2-54) Stevens, N.J., Uzumeri, S.M. and Collins, M.P.: Analytical Modeling of Reinforced Concrete Subjected to Monotonic and Reversed Loadings, University of Toronto, Dec. 1986.

2-55) 岡村 甫、前川宏一: 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析、土木学会論文集、第360号、V-3、pp. 1-10、1985.8

2-56) 長沼一洋、山口恒雄: 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp. 649~650、1990.10

第 3 章 鉄筋コンクリート造平板の  
せん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法

3.1	はじめに	-----	45
3.2	本評価手法の概要	-----	46
3.3	評価手法検討用の既往実験	-----	48
3.4	せん断応力度～せん断ひずみ度関係の影響因子	-----	57
3.5	弾性剛性とひびわれ強度	-----	61
3.6	テンションスティフニング特性	-----	62
3.7	ひびわれ後の主圧縮方向角度	-----	66
3.8	コンクリートのひびわれ後の圧縮応力度～ひずみ度関係	-----	69
3.9	せん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法	-----	73
3.10	終局強度	-----	76
3.11	まとめ	-----	77
	<参考文献>	-----	78

### 3.1 はじめに

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断性状は曲げの影響を受け、非常に複雑なものとなっている。このせん断性状を理論的に解明するためには、先ずせん断力のみが作用する状態でのせん断性状に着目し、これを評価する手法を検討すべきだと考えた。

ここでの検討は、既往の平板の純せん断実験結果に基づいて行う。これは、コンクリートのひびわれ後の圧縮特性等の理論的把握は現状では困難と判断したためである。

最初に、せん断応力度～せん断ひずみ度関係の影響因子を検討し、評価方針を定める。そして、その評価方針に沿って、せん断応力度～せん断ひずみ度関係を構成する種々の特性を検討し、評価手法を構築する。

### 3.2 本評価手法の概要

純せん断状態でのせん断応力度～せん断ひずみ度関係の本評価手法の概要を、詳細な論にはいる前にここでまとめておく。

本評価手法は、荷重増分法により与えられたせん断応力度に対するせん断ひずみ度を算定するものであり、Collinsらの修正圧縮場理論<sup>3-3)</sup>のような複雑な修練計算を避け、できるだけ簡便な手法を目指すことにした。

本評価手法の概要を以下に記す。

#### 1. 評価対象

- ・縦横方向に鉄筋が配された純せん断状態の鉄筋コンクリート造平板を対象とする。
- ・軸方向力は考慮しない。

#### 2. 前提条件

- ・主応力度方向は、主ひずみ度方向と一致すると仮定する。ひびわれ発生後の非線形領域では、主応力度方向と主ひずみ度方向は必ずしも一致しないが、極端に異なるものではないことから、それらは一致すると仮定する。
- ・鉄筋コンクリート造平板内部では、作用するせん断力に対し、最小の仕事量で抵抗すると仮定する。この仮定に基づき、主圧縮方向角度を評価する。

#### 3. 適合条件

- ・鉄筋とコンクリートは完全付着であり、両者のひずみ度は一致すると仮定する。
- ・主引張方向ひずみ度は、評価しない。これにより、主圧縮方向角度を別途求めれば、複雑な収束計算を回避することができる。Collinsらの修正圧縮場理論では、主引張方向ひずみ度が主圧縮方向の応力度～ひずみ度関係を定める一因子となっているため、複雑な収束計算を必要とする。

#### 4. 釣り合い条件

- ・純せん断応力下では、縦横方向のコンクリートに生じる力とそれぞれの方向の鉄筋の力が釣り合うと仮定する。
- ・鉄筋が負担するのは軸方向力のみであり、せん断力は負担しないと仮定する。

#### 5. 材料の構成則

- ・コンクリートの圧縮応力度～圧縮ひずみ度関係は、Collinsらのように主引張方向ひずみ度との相関に立脚せず、基本的に長沼の提案する手法<sup>3-1)</sup>に準じる。ただし、コンクリートの圧縮強度低減率に関しては、長沼はコンクリート一軸圧縮強

度だけに依存させているが、本評価手法では簡便に評価した主引張方向の剛性を考慮することにする。

- ・コンクリートの引張応力度～引張ひずみ度関係は、基本的に長沼の提案する手法<sup>3-2)</sup>に準じる。ただし、ひびわれ後のコンクリートの負担引張応力度に関しては、長沼はコンクリート一軸圧縮強度のみに依存させているが、本評価手法では鉄筋の影響を考慮することにする。
- ・鉄筋の応力度～ひずみ度関係は引張、圧縮とも同じ線形関係とし、負担できる応力度は降伏強度以下とする。

### 3.3 評価手法検討用の既往実験

純せん断状態の鉄筋コンクリートのせん断応力度～せん断ひずみ度関係を純粋に理論的に評価するためには、ひびわれ後のコンクリートの圧縮特性を理論的に定式化する必要があるが、これに関しては定性的に現象を説明できるが定量的には困難であると思われる。よって、ひびわれ後のコンクリートの特性に関しては既往の実験結果に基づき評価手法を定めることにした。

検討に用いる既往実験の試験体諸元と主な実験結果を表3.3.1～3.3.2に示す。選定した既往実験は全てせん断力のみを作用させた純せん断実験であり、鉄筋が降伏せずにコンクリートの圧壊によって終局強度の決定したものを含むシリーズであり、山口・長沼ら<sup>3.4,5)</sup>、角ら<sup>3.6,7)</sup>、及びCollinsら<sup>3.3)</sup>の実験である。ただし、局部破壊したと報告されている試験体は除外した。

山口・長沼らの実験は採用した試験体数が最も多く、主なパラメータはコンクリート圧縮強度、鉄筋比、及び縦横筋比の差である。この実験では、鉄筋を降伏させずにコンクリートを圧壊させることを意図し、鉄筋量は比較的多くなっている。

試験体形状を図3.3.1に示す。試験体形状は、平面形状が120cm x 120cm、厚さ20cmであり、試験体の加力位置（試験体周辺）では、局所的な破壊を回避するために面外補強版を設置している。この面外補強版は各辺の変形を拘束しないよう細かく分割して配している。

加力状況を図3.3.2に示す。試験体を直交するPC鋼棒を介して油圧ジャッキで引っ張ることにより、試験体にせん断力を作用させている。反力は試験体を取り囲むように設置した反力フレームで受けている。

実験の結果、縦横等量配筋した試験体はほとんどがねらい通りに鉄筋が降伏せずにコンクリートの圧壊によって終局強度が決定しており、コンクリートのひびわれ後の圧縮特性を把握するための貴重なデータが得られている。また、縦横の鉄筋量が異なる試験体の実験からは、ひびわれ後の主圧縮方向角度を検討するための貴重なデータが得られている。これら実験結果から、長沼はテンションステイフィング特性、ひびわれ面のせん断伝達特性及びひびわれ後のコンクリートの圧縮特性を表わす式を提案している。

表3.3.1 本評価手法の基本的構成則検討用試験体 (山口・長沼の実験<sup>3,4,5</sup>)

試験体名	板厚 t (cm)	形状 BxD (cm)	鉄筋比 pw (%)	*1 面外補筋の有無	軸応力度 $\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート		鉄筋		実験結果			
						圧縮強度 $\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_c \times 10^5$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏強度 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_s \times 10^6$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*2 鉄筋降伏時せん断応力度 $\tau_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重時せん断応力度 $\tau_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート圧縮強度低減係数 $\lambda$	
S-21	20	120 x 120	4.28	無	0.0	194	1.96	3850	1.93	—	67.0	0.68	
S-32			3.38			314	2.46	3880	1.91	—	89.0	0.57	
S-35			1.33			353	2.55	3770	1.90	52.0	58.0	0.31	
S-41			4.28	無		有	395	2.76	4170	1.84	—	121.0	0.62
S-42							—	130.0			0.67		
S-43							—	121.0			0.58		
S-44							—	124.0			0.58		
S-61							—	157.0			0.51		
S-62							—	159.0			0.52		
S-81							—	152.0			165.0	0.41	
S-82							—	160.0			166.0	0.41	
PS-1			1.91	有		318	2.60	4370	2.02	83.0	86.0	0.53	
PS-2			2.58					4330	1.97	—	107.0	0.63	
PS-3			1.91					4370	2.02	87.0	98.0	0.59	
			2.58					4330	1.97	97.0			
PS-4			1.91					4370	2.02	94.0	108.0	0.65	
	3.38	4310	2.00		—								
PS-5	1.91	4370	2.02		96.0			114.0	0.71				
	5.29	4010	1.99		—								
PS-6	0.85	3710	1.87	48.0	58.0	0.35							
	1.91	4370	2.02	—									
PS-7	0.85	3710	1.87	56.0	66.0	0.39							
	2.58	4330	1.97	—									
PS-8	0.85	3710	1.87	54.0	68.0	0.41							
	3.38	4310	2.00	—									

\*1: 面外補筋筋量は全て、 $p_r=0.32\%$ 。伏強度:  $\sigma_y=3710$  kgf/cm<sup>2</sup>、弾性係数:  $E_s=1.87 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>

\*2: 「—」は鉄筋降伏が生じていないことを示す。

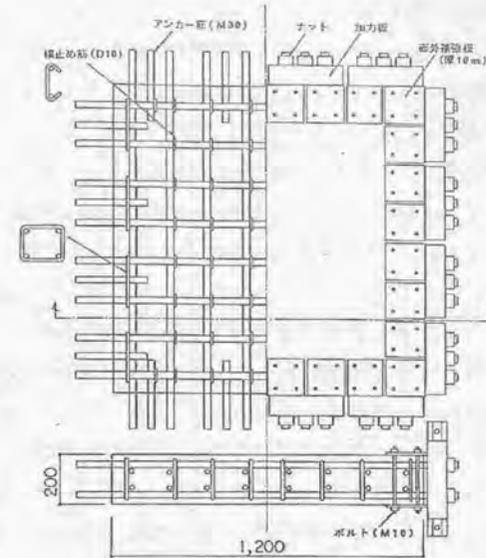


図3.3.1 山口・長沼らの試験体形状

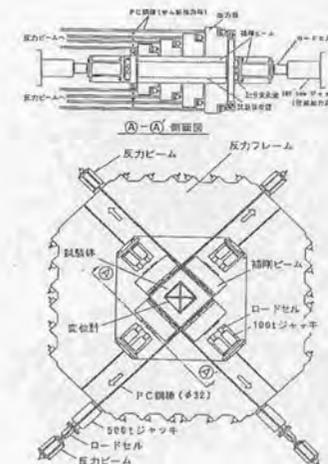


図3.3.2 山口・長沼らの実験の加力状況

角らの実験は2シリーズ行われている。最初のシリーズはコンクリート圧縮強度が比較的低い200~300kgf/cm<sup>2</sup>であり、ひびわれ面のせん断伝達特性に着目して、ひびわれ誘発目地を試験体に施し、この部分の骨材の噛み合い作用を除去するために鉄板を設置するなどの工夫をしている。このシリーズからは細工をしていない試験体の内、コンクリートの圧壊で決定した1体（A-3試験体）を採用した。もう一つのシリーズは高強度材料（コンクリート圧縮強度： $\sigma_B=700\sim 1000\text{kgf/cm}^2$ 、鉄筋降伏強度： $\sigma_y=4100, 9400\text{kgf/cm}^2$ ）を用いたものであり、コンクリートの圧壊で終局強度が決定したものも含まれている。

試験体形状を図3.3.3に示す。試験体形状は、平面形状が60cm x 60cm、厚さ8cmであり、その周辺にはせん断力を伝達するためのshear keyが設けられている。山口・長沼らのような局部破壊防止の措置はしていない。

加力状況を図3.3.4に示す。加力は山口・長沼らと同様にPC鋼棒を引っ張ることにより行っているが、山口・長沼らほど複雑ではない。

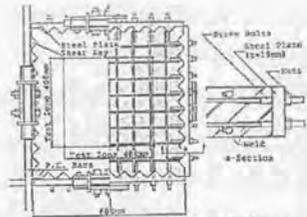
実験結果から、長沼のように種々のひびわれ後の特性をモデル化し提案している。この実験では後のシリーズから高強度材料のせん断性状に関する貴重なデータが得られている。

表3.3.2 本評価手法の基本的構成則検討用試験体（角らの実験<sup>3-6,7</sup>）

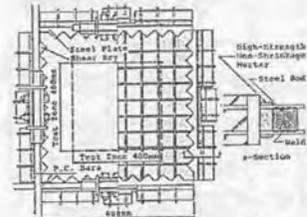
試験体名	板厚 t (cm)	形状 BxD (cm)	鉄筋比 pw (%)	面外補筋の有無	軸応力度 $\sigma_o$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート		鉄筋		実験結果		
						圧縮強度 $\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*-1 弾性係数 $E_c \times 10^5$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏強度 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_s \times 10^6$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*-2 鉄筋降伏時せん断応力度 $\tau_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重時せん断応力度 $\tau_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート圧縮強度低減係数 $\lambda$
A-3	8	60 x 60	2.00	無	0.0	215	2.23	4080	2.04	—	72.9	0.68
8-4-8			0.41			983	(4.16)	9400	1.99	S	57.5	0.12
8-8-8			0.99			—	—	—	—	S	98.1	0.20
8-8-4			2.00			980	(4.15)	4100	2.08	S	91.3	0.19
8-15-8			1.86			—	—	—	—	S	162.2	0.33
8-20-8			2.47			1001	(4.19)	—	—	—	180.4	0.36
8-25-8 (2)			3.11			1006	(4.20)	—	—	—	201.0	0.40
8-20/8-8			2.47 0.99			1001	(4.19)	9400	1.99	S	117.8	0.24
5-15-8			1.86			—	—	—	—	—	162.0	0.44
5-20-8			2.47			740	(3.68)	—	—	—	169.8	0.46
5-25-8			3.11			698	(3.07)	—	—	—	174.7	0.50

\*-1：（ ）内の値は、文献中に示された算定式で求めた。

\*-2：「—」は鉄筋降伏が生じていないことを、「S」は鉄筋降伏が生じているがその時のせん断応力度が不明であることを示す。



ボルト・ナットによって鉄筋固定を行った試験体



高強度とグラウト材を用いて鉄筋固定を行った試験体

図3.3.3 角らの試験体形状

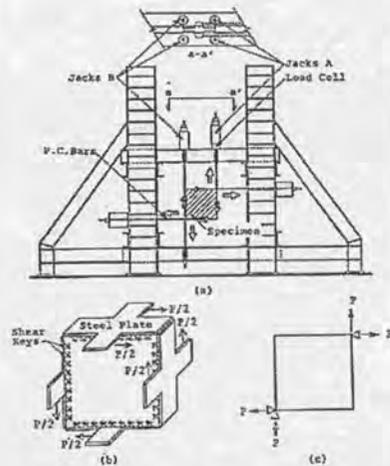


図3.3.4 角らの実験の加力状況

Collinsらの実験は主に縦横筋比の異なる場合のせん断性状に着目しており、ほとんどの試験体が鉄筋降伏を伴って終局に至っている。コンクリート圧縮強度、鉄筋降伏強度は特に高くしていない。

試験体形状(図3.3.5参照)は、平面形状が89cm x 89cm、厚さ7cmである。角らのように周辺にshear keyが設けられている。山口・長沼らのような局部破壊防止の措置はしていない。

加力状況を図3.3.5に示す。37本の油圧ジャッキにより、link材を介してせん断力を載荷している。

Collinsらは、この実験結果から多くの研究者が模範とする種々のモデルを導いた。

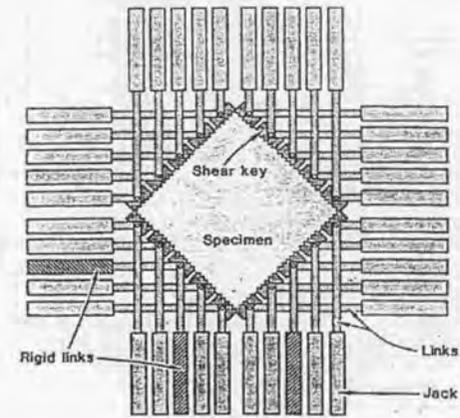


図3.3.5 Collinsらの実験の加力状況

表3.3.3 本評価手法の基本的構成則検討用試験体 (Collinsらの実験<sup>3-3)</sup>)

試験体名	板厚 t (cm)	形状 BxD (cm)	鉄筋比 pw (%)	面外補筋の有無	軸応力度 $\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート			鉄筋		実験結果		
						圧縮強度 $\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*-1 弾性係数 $E_c \times 10^5$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏強度 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*-2 弾性係数 $E_s \times 10^6$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*-3 鉄筋降伏時せん断応力度 $\tau_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重時せん断応力度 $\tau_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート圧縮強度低減係数 $\lambda$	
PV4	7	89 X 89	1.06	無	0.0	271	2.44	2470	2.10	S	29.5	0.22	
PV6			1.79			304	2.59	2710		S	46.4	0.31	
PV10			1.79			148	2.07	2820		S	40.5	0.55	
			1.00										
PV11			1.79			159	1.87	2400		S	36.3	0.46	
			1.31										
PV12			1.79			163	1.90	4790		S	31.9	0.39	
			0.45										
PV16			0.74			221	2.21	2600		S	21.8	0.20	
			0.71										
PV19			1.79			194	2.07	4670		S	40.3	0.42	
			0.89										
PV20			1.79			200	2.10	4690		S	43.4	0.43	
	1.30												
PV21	1.79	199	2.09	4670	S	51.3	0.52						
	1.52												
PV22	1.79	200	2.10	4670	—	61.9	0.62						
PV27	1.79	209	2.15	4510	—	64.8	0.62						

\*-1：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説に示された式で算定した。

\*-2：全て2.10とした。

\*-3：「—」は鉄筋降伏が生じていないことを、「S」は鉄筋降伏が生じているがその時のせん断応力度が不明であることを示す。

### 3.4 せん断応力度～せん断ひずみ度関係の影響因子

ここでは、純せん断状態のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の影響因子に関して検討する。

純せん断状態のひびわれ後のせん断応力度～せん断ひずみ度関係を理論的にかつ簡便に評価する手法としてトラス理論による剛性（以下、トラス剛性と呼ぶ）がある。これは、ひびわれ後のせん断に対する抵抗機構として、縦横筋による縦横方向の引張抵抗バネとコンクリートの斜め圧縮抵抗バネによる直列抵抗バネを仮定するものであり、図で表わせば図3.4.1のようになる。また、一般的に用いられるトラス剛性はコンクリートの斜め圧縮バネの方向を45°とした場合であり、式(3.4-1)により表わされる。

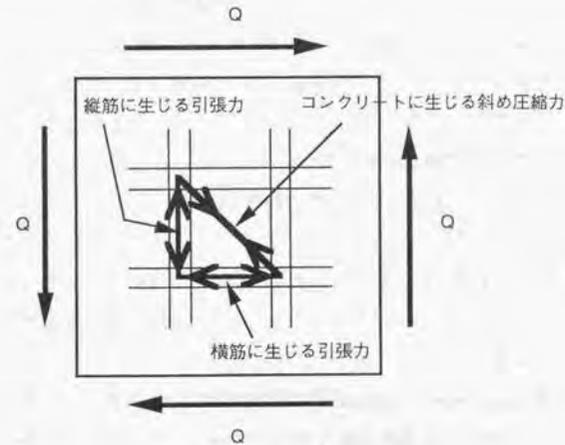


図3.4.1 トラス機構の概念

$$G_m = \frac{1}{\frac{1}{p_x E_{sx}} + \frac{1}{p_y E_{sy}} + \frac{4}{E_c}} \quad (3.4-1)$$

ここに、 $p_y, p_x$ ：縦横筋比

$E_{sy}, E_{sx}$ ：縦横筋のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_c$ ：コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

このトラス剛性と山口・長沼らの実験より得られたせん断応力度～せん断ひずみ度関係を比較することにより、せん断応力度～せん断ひずみ度関係の影響因子に関して検討する。山口・長沼らの実験結果の内、S-21試験体とPS-8試験体のせん断応力度～せん断ひずみ度関係をトラス剛性と比較し、図3.4.2、3に示す。トラス剛性線は原点 ( $\tau_{xy}=0.0$ ,  $\gamma_{xy}=0.0$ ) を通るように示した。S-21試験体は縦横等量配筋の試験体で、鉄筋が降伏せずにコンクリートの圧壊によって終局に至った試験体であり、PS-8試験体は縦横の鉄筋量が異なり、鉄筋の降伏を伴って終局に至った試験体である。

これらの図をみると、トラス剛性は鉄筋コンクリート造平板のひびわれ後のせん断応力度～せん断ひずみ度関係を良く表現できており、ひびわれ後のせん断抵抗機構は基本的には縦横筋とコンクリートの斜め圧縮ストラットで構成されていると言える。

S-21試験体の場合には、実験結果はひびわれ発生後の低せん断力レベル ( $\tau_{xy}=20 \sim 45 \text{kgf/cm}^2$ ) では若干トラス剛性線よりも負担せん断力が大きいがせん断ひずみ度の増大に伴って、徐々にトラス剛性線に近づいていく。これは、主にひびわれ後にコンクリートが鉄筋との付着によって引張応力度を負担しているためと思われ、テンションステイフニング特性を考慮することにより表現できるものと思われる。また、S-21試験体は終局に至るまで鉄筋の降伏は生じていないが、高せん断応力度域 ( $\tau_{xy}=55 \text{kgf/cm}^2$  ころより上) において、やや剛性低下している。これは、鉄筋とコンクリートとの付着の切れ方がやや大きくなったこととコンクリート圧縮ストラットの軸剛性の低下に起因するものと考えられる。これらの現象はテンションステイフニング特性の考慮とコンクリートの圧縮の応力度～ひずみ度関係を非線形にすることによって表わせると思われる。

PS-8試験体の場合は  $\tau_{xy}=50 \text{kgf/cm}^2$  頃の鉄筋が降伏するまで、実験結果はトラス剛性線に比べ常に負担せん断力が大きくなっている。これはPS-8試験体の縦横筋が不等量であることに起因し、主圧縮方向角度（圧縮ストラットの角度）が  $45^\circ$  から変化したためと考えられる。実験結果では鉄筋降伏後は鉄筋のひずみ硬化に伴う強度上昇がみられる。これを表わすためには鉄筋の応力度～ひずみ度関係をbi-linear型等でモデル化し、降伏後の勾配を与える必要がある。

以上をまとめると、下記ようになる。

1. 純せん断状態の鉄筋コンクリート造平板のひびわれ後の抵抗機構は巨視的には縦横筋とコンクリートの斜め圧縮ストラットで構成され、それらを直列バネで表わしたトラス剛性でひびわれ後の剛性を表現できる。

2. さらに、精度良くひびわれ後の挙動を表わすためには、テンションステイフニング特性、コンクリート圧縮ストラットの応力度～ひずみ度関係を非線形にする必要がある。
3. また、縦横筋量が不等量である場合には主圧縮方向角度（圧縮ストラットの角度）を  $45^\circ$  から変化させる必要がある。
4. 鉄筋降伏後の挙動までも表現するためには、鉄筋のひずみ硬化特性をモデル化する必要がある。

上記の内容を満足するようにトラス剛性を改良できれば、純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板のひびわれ後の挙動を的確に表現できるものと思われ、この方向でモデルの構築を行うこととする。ただし、本研究の目的はマクロモデルの開発であることから、できるだけ簡単な手法により、モデルを構築することとする。

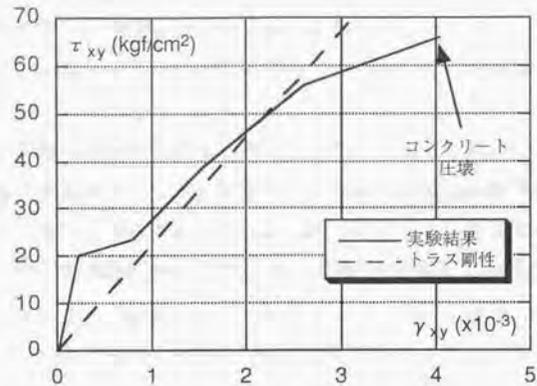


図3.4.2 セン断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (S-21試験体)

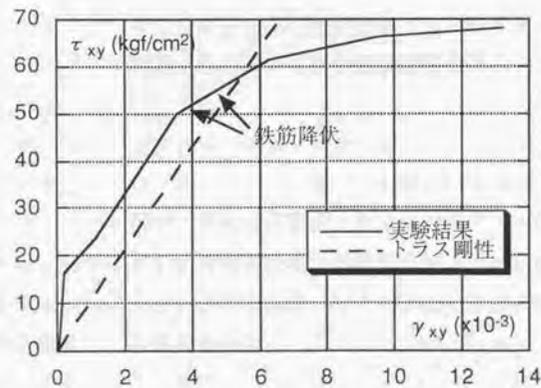


図3.4.3 セン断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (PS-8試験体)

### 3.5 弾性剛性とひびわれ強度

#### (1) 弾性剛性

純せん断状態の弾性時は主応力度方向は45°であり、縦横方向の応力度は基本的に零であることから、縦横に配された鉄筋剛性は弾性剛性に寄与しない。そこで、せん断の弾性剛性はコンクリートの弾性剛性のみで決定する。弾性剛性算定式を式(3.5-1)に示す。

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (3.5-1)$$

ここに、 $E_c$ : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\nu$ : コンクリートのポアソン比

#### (2) ひびわれ強度

実験時の鉄筋コンクリートのひびわれ強度は、コンクリートの乾燥収縮の影響や実験遂行上妥協せねばならない局部応力等の影響を受けること、また、実験者によってひびわれ発生時の判定(目視による観察、局所位置のひずみの変動、平均的なせん断応力度～せん断ひずみ度関係の剛性変化点等が判定基準として考えられる)がまちまちであることに起因し、統計的に処理した場合最も変動係数が大きくなるものと思われる。そこで、ひびわれ強度は理論的に主応力度式(3.5-2)で求めることとし、その時のコンクリートの引張強度はACI基準<sup>3-8)</sup>に示されたコンクリート圧縮強度の平方根で表わすことにした。ひびわれ発生時のせん断ひずみ度は式(3.5-3)で求められる。

$$\tau_{cr} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cr} - \frac{\sigma_{x0} + \sigma_{y0}}{2}}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x0} - \sigma_{y0}}{2}\right)^2} \quad (3.5-2)$$

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\sigma_B}$$

$$\gamma_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{G_c} \quad (3.5-3)$$

ここに、 $\sigma_{y0}$ 、 $\sigma_{x0}$ : 縦横方向の荷重軸方向応力度(純せん断の場合は両者とも零) (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$ : コンクリート一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

### 3.6 テンションステイフニング特性

テンションステイフニング特性は、ある領域の平均的なコンクリートの引張応力度を評価したものであり、鉄筋とひびわれ面が直交している場合には、鉄筋とコンクリートとの付着特性により生じるものである。ひびわれ面に対して鉄筋が斜めに配されている場合には、鉄筋のダボ作用も寄与しているのではないと思われる。

テンションステイフニング特性に関しては、第2章の既往の研究で記載したように基本的に長沼の提案式<sup>3-2)</sup>に準拠することとする。長沼は、ひびわれ発生直後の安定時のコンクリートの負担引張応力度の引張強度に対する比をコンクリートの圧縮強度で、その時のひずみ度を鉄筋比で定め、その後は主圧縮方向のコンクリートの圧縮剛性に応じて負担引張応力度を低減させるモデルを提案している。この基本的概念を図3.6.1に、長沼の提案式を式(3.6-1)～(3.6-3)に示す。

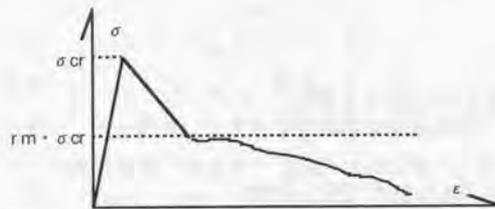


図3.6.1 テンションステイフニング特性の基本的概念

$$r_m = 0.6 - \frac{\sigma_B}{1800} \quad (3.6-1)$$

$$\epsilon_m = 0.0016 + 0.0024 p_s \quad (3.6-2)$$

$$\sigma_l = r_m \sigma_{cr} \frac{E_{cd}}{E_c} \quad (3.6-3)$$

ここに、 $\sigma_l$ ：ひびわれ後のコンクリートの負担引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cr}$ ：コンクリートの引張強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$p_s$ ：縦横平均の鉄筋比

$E_c$ ：コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_{cd}$ ：主圧縮方向のコンクリートの接線剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$r_m$ ：ひびわれ直後のコンクリート負担引張応力度の引張強度に対する比

$\epsilon_m$ ：ひびわれ直後の引張ひずみ度

この評価手法が実験結果と良好に対応することは長沼が示している。しかし、角らの実験結果<sup>3-3,4)</sup>をみると、ひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度はコンクリート圧縮強度のみならず、鉄筋の影響も受け、鉄筋比が大きくなるとコンクリートの負担引張応力度が減少する傾向にある。

そこで、ひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度を鉄筋量を考慮して定め、その後は長沼の提案する式で表わすことにした。ひびわれ面に対して鉄筋が斜めに配される場合には、鉄筋のダボの影響も考えられるが、ここでは平均的な鉄筋とコンクリートの付着に着目する。また、付着を考えた場合には、鉄筋周長が問題となるが、耐震壁では多数の鉄筋が配されており、各鉄筋の付着に着目すると評価手法(本評価手法では、鉄筋に関するパラメータは鉄筋比とヤング係数及び降伏強度の3項目としている)が複雑になることことから、ここでは鉄筋比に着目して検討することにした。

ひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度のひびわれ強度に対する比率とコンクリート一軸圧縮強度の関係及びコンクリート一軸圧縮強度に鉄筋比(縦横の平均)を乗じた値との関係を図3.6.2、3に示す。図3.6.2には長沼の提案式も示した。

図3.6.2のひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度のひびわれ強度に対する比率とコンクリート一軸圧縮強度の関係をみると、コンクリート一軸圧縮強度が同じで鉄筋比が異なる試験体の場合、ひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度のひびわれ強度に対する比率はコンクリート一軸圧縮強度が約300kgf/cm<sup>2</sup>の場合には0.5～0.8の間に、約1000kgf/cm<sup>2</sup>の場合には0.1～0.7の間に分布しているが、長沼の提案式はそれらの分布の下限を評価する結果となっている。

これに対し、図3.6.3のひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度のひびわれ強度に対する比率とコンクリート一軸圧縮強度に鉄筋比(縦横の平均)を乗じた値との関係をみると、角らの実験結果にややバラツキがあるが、コンクリート一軸圧縮強度に鉄筋比(縦横の平均)を乗じた値が小さくなるほど、ひびわれ発生直後のコンクリート負担引張応力度のひびわれ強度に対する比率の低下する傾向が強く表われ

ていることが分かる。

よって、本評価手法では図3.6.3の結果を最小二乗法で近似した式(3.6-4)でひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度のひびわれ強度に対する比率を定め、その後のコンクリートの負担引張応力度は長沼の提案する式(3.6-3)で表わすことにした。

参考として、鉄筋径( $d_b$ )と鉄筋本数( $n$ )に着目して検討した結果を図3.6.4に示す。鉄筋径と鉄筋本数に着目した結果は、鉄筋比に着目した場合よりもややバラツキが少ないようであるが、両者の差はさほど大きくない。

なお、式(3.6-3)中の主圧縮方向のコンクリートの接線剛性( $E_{cd}$ )は後述する「3.7 コンクリートのひびわれ後の圧縮応力度～ひずみ度関係」で示す。

$$r_m = 0.69 - 0.014 \sigma_B \frac{p_x + p_y}{2} \quad (3.6-4)$$

ここに、 $p_y$ 、 $p_x$ ：縦横の鉄筋比

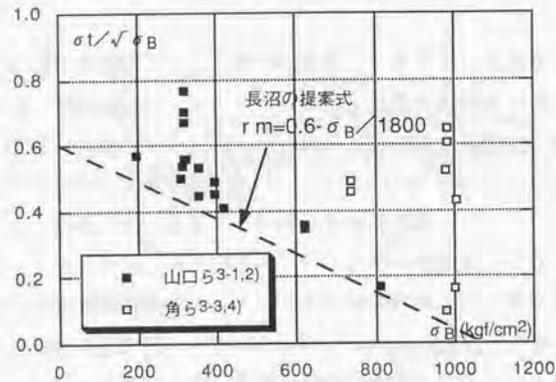


図3.6.2 ひびわれ直後のコンクリート負担引張応力度の引張強度に対する比率とコンクリート一軸圧縮強度との関係

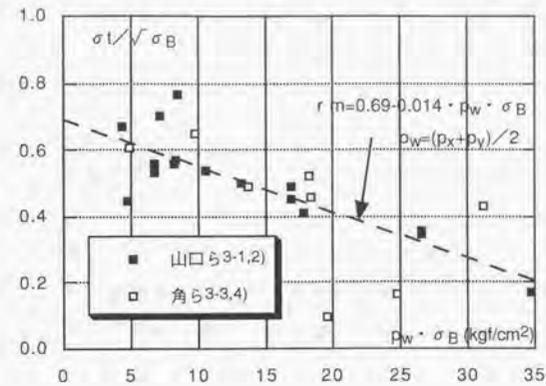


図3.6.3 ひびわれ直後のコンクリート負担引張応力度の引張強度に対する比率とコンクリート一軸圧縮強度に鉄筋比を乗じた値との関係

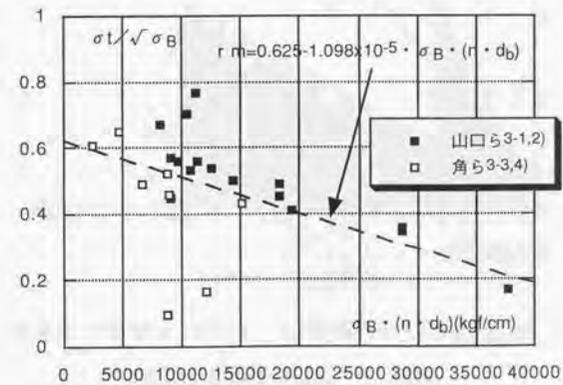


図3.6.4 ひびわれ直後のコンクリート負担引張応力度の引張強度に対する比率とコンクリート一軸圧縮強度に鉄筋径( $d_b$ )と鉄筋本数( $n$ )を乗じた値との関係

### 3.7 ひびわれ後の主圧縮方向角度

縦と横の鉄筋量が異なる場合には縦と横方向の軸方向応力度に差が生じ、主圧縮方向角度は45°から変化する。ここで、ひびわれ面のせん断伝達特性を考慮し、主圧縮方向角度を変化させるのが最も良いと思われるが、本研究の目的はFEMのようなミクロモデルではなくマクロモデルの開発であることから、できるだけ簡便に主圧縮方向角度を評価することにした。なお、厳密には主ひずみ方向と主応力方向は非線形領域では一致しないが、極端に違うものではないことから、本評価手法では両者は一致すると仮定する。

縦と横の鉄筋量が異なる場合には、主圧縮方向角度 ( $\theta$ : 縦軸より反時計回り) を考慮したトラス剛性が最大となる時の角度を主圧縮方向角度とする。これは、作用するせん断力に対し、鉄筋コンクリート板内部では最小の仕事量で抵抗すると考えたためである (図3.7.1参照)。

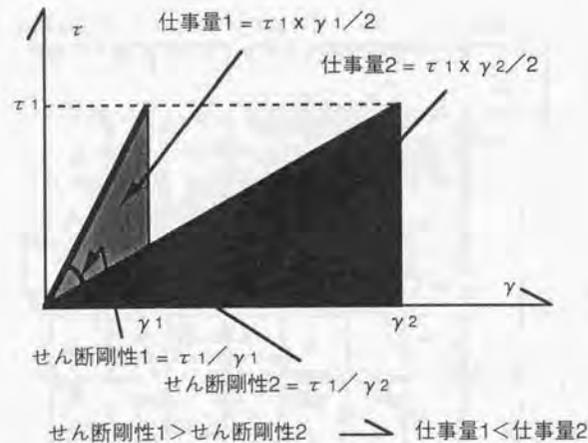


図3.7.1 剛性と仕事量の関係

主圧縮方向角度を考慮したトラス剛性 ( $G_{trsd}$ ) は式 (3.7-1) で表わされる。式 (3.7-1) は主応力度式 (コンクリートの引張応力負担無視:  $\sigma_1=0.0$ ) とせん断ひずみ度  $\gamma_{xy}$  の算定手法より導かれる。これに関しては後述する「3.9 せん断応力度〜

せん断ひずみ度関係の評価手法」に詳細を記載する。この式 (3.7-1) の最大となる時の角度を算定するため、角度で微分し極値を求める。計算を容易にするため、式 (3.7-1) の逆数を角度で微分すると式 (3.7-2) が得られ、この右辺が零となる時の角度は式 (3.7-3) より求まる。すなわち、この角度がトラス剛性を最大とする時の角度である。

$$G_{truss} = \frac{1}{\frac{1}{E_{cd} \cos^2 \theta \sin^2 \theta} + \frac{\tan^2 \theta}{p_x E_{sx}} + \frac{1}{p_y E_{sy} \tan^2 \theta}} \quad (3.7-1)$$

$$\left( \frac{1}{G_{truss}} \right) \frac{d}{d\theta} = \frac{2}{E_{cd}} \frac{\sin^2 \theta - \cos^2 \theta}{\sin^3 \theta \cos^3 \theta} + \frac{2}{p_x E_{sx}} \frac{\sin \theta}{\cos^3 \theta} - \frac{2}{p_y E_{sy}} \frac{\cos \theta}{\sin^3 \theta} \quad (3.7-2)$$

$$\left( \frac{1}{p_x \cdot E_{sx}} - \frac{1}{p_y \cdot E_{sy}} \right) \cos^4 \theta - 2 \left( \frac{1}{E_{cd}} + \frac{1}{p_x E_{sx}} \right) \cos^2 \theta + \frac{1}{E_{cd}} + \frac{1}{p_x E_{sx}} = 0 \quad (3.7-3)$$

ここに、 $E_{cd}$ : 主圧縮方向のコンクリートの接線剛性 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$p_y, p_x$ : 縦横筋の鉄筋比

$E_{sy}, E_{sx}$ : 縦横筋のヤング係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\theta$ : 主圧縮方向角度 (縦軸より時計と反対回り)

式 (3.7-3) より求まる角度 ( $E_{cd}=E_c$ として算定) を山口・長沼らの実施した縦方向と横方向の鉄筋比が異なる試験体 (PSシリーズ) の実験結果から得られたモールのひずみ円と比較し、図3.7.2に示す。式 (3.7-3) より求めた角度は実験での鉄筋降伏直前 (鉄筋の降伏時ひずみ度は約2000 $\mu$ ) と比較して示した。

式 (3.7-3) より求めた角度は実験結果と良好に対応しており、同式が縦横筋比が異なる場合の主圧縮方向角度の評価式として有効であることが分かる。

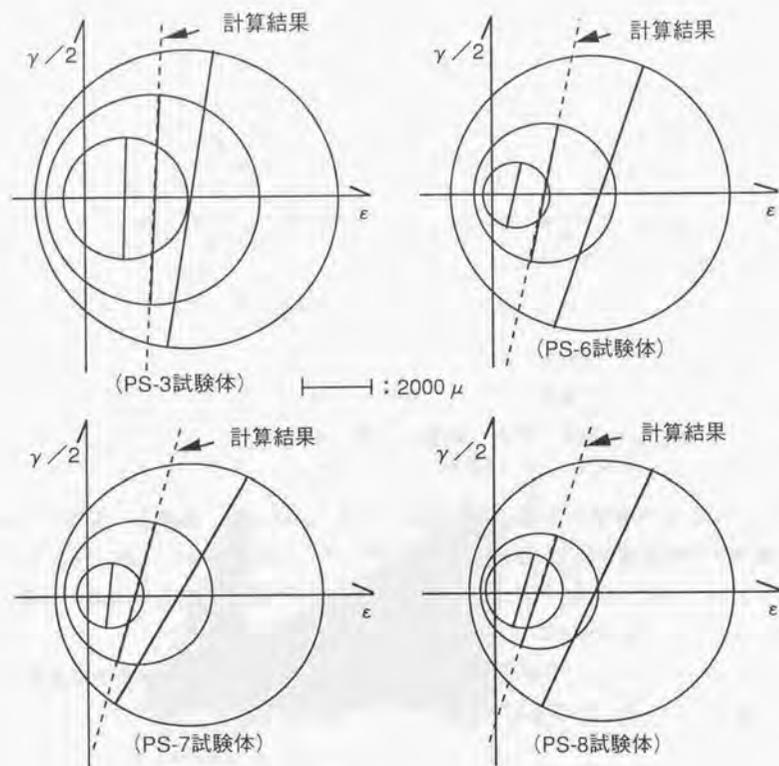


図3.7.2 主圧縮方向の比較

### 3.8 コンクリートのひびわれ後の圧縮応力度～ひずみ度関係

コンクリートのひびわれ後の圧縮応力度～ひずみ度関係に関しては、第2章の既往の研究で記載したように、基本的に長沼の提案<sup>3-1)</sup>に準拠することとする。長沼の提案式を式(3.8-1)～(3.8-2)に示す。

$$\lambda = 0.74 \cdot \frac{\sigma_B}{2600} \quad (3.8-1)$$

$$\sigma_x = \lambda \sigma_B \left[ 1.0 - \left( 1.0 - \frac{\epsilon_x}{\lambda \epsilon_B} \right)^A \right] \quad A = \frac{E_c \epsilon_B}{\sigma_B} \quad (3.8-2)$$

ここに、 $\epsilon_B$ ：コンクリート一軸の圧縮強度時ひずみ度

$\sigma_B$ ：コンクリート一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_c$ ：コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

長沼の提案は、主圧縮方向のコンクリートの圧縮強度の一軸圧縮強度からの低減率をコンクリート一軸圧縮強度のみの関数で表わし、その低減率をFafitis・Shah式<sup>3-9)</sup>の圧縮強度とその時のひずみ度に乘じることによって、ひびわれ後のコンクリートの圧縮応力度～ひずみ度関係を評価するものである。しかし、角らの実験結果ではコンクリート圧縮強度がほぼ同じ場合には鉄筋量に応じて低減率が変動することを示している。また、Collinsらの主引張方向のひずみ度に依存させた低減率の評価手法を併せて考えると、ひびわれ後のコンクリートの圧縮強度低減率はコンクリート一軸圧縮強度と主引張方向ひずみ度の両方の影響を受けるものと思われる。そこで、主引張方向の剛性を縦横の鉄筋剛性を用いて算定し、この影響を低減率に反映させることにした。

主引張方向の剛性は図3.8.1に示した縦横の剛性から算定する斜め方向の変形算定方法に準じ、式(3.8-3)で算定することにした。

$$K_D = \frac{p_x E_{sx} p_y E_{sy}}{p_x E_{sx} \cos^2 \theta + p_y E_{sy} \sin^2 \theta} \quad (3.8-3)$$

ここに、 $p_y, p_x$ ：縦横筋の鉄筋比

$E_{sy}, E_{sx}$ ：縦横筋のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\theta$ ：主圧縮方向角度 (縦軸より時計と反対回り)

$\theta$  : 主圧縮方向角度 (縦軸より時計と反対回り)

式 (3.8-3) は真の主引張方向の剛性を評価していないが、これに何らかの係数等が掛かることにより、コンクリートの圧縮強度低減率の評価式に導入できると考えた。

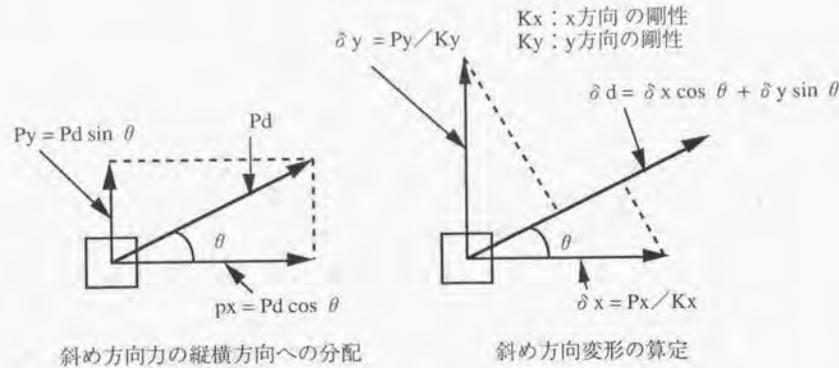


図3.8.1 斜め方向の変形算定手法

コンクリート圧縮強度低減率とコンクリート一軸圧縮強度の関係を図3.8.2に示す。また、前述した式より算定した主引張剛性の考慮方法を試行錯誤的に検討した結果、コンクリート圧縮強度低減率と、コンクリート一軸圧縮強度を主引張方向剛性の平方根で除した値との関係が最も強く相関関係を示すことが分かった。その関係を図3.8.3に示す。

図3.8.2には長沼の提案式を示した。この図をみるとコンクリート圧縮強度の低減率はコンクリートの一軸圧縮強度と強い相関関係のあることが分かる。長沼の提案式はその相関関係をほぼ的確に表わしており、同式で十分にコンクリートの圧縮強度低減率を表現できることを示している。しかし、角らの実験結果でコンクリート一軸圧縮強度がほぼ同じ場合には、鉄筋量に応じてコンクリート圧縮強度低減率がやや変動する傾向を表わしている。これに対し、図3.8.3のコンクリート圧縮強度低減率とコンクリート一軸圧縮強度を主引張方向剛性の平方根で除した値との関係を見ると、角らの実験結果のコンクリート強度がほぼ同じで鉄筋比の異なる場合の圧縮強度低減率

の変動傾向もよく表われていることが分かる。よって、本評価手法では図3.8.3の結果を最小二乗法で近似した式 (3.8-4) でコンクリート圧縮強度の低減率を評価し、長沼と同様にFafitis・Shah式を用いてひびわれ後のコンクリートの圧縮応力度~ひずみ度関係を表わすことにした。ただし、式 (3.8-4) は主引張方向剛性が極端に小さくなると負の値となることから、長沼の提案する式 (3.8-1) を下限と考え、主引張方向剛性の下限値として48000kgf/cm<sup>2</sup>を設定した。また、長沼の提案式もコンクリート一軸圧縮強度が極端に大きくなると低減率が負となるが、零となる時のコンクリート一軸圧縮強度は1924kgf/cm<sup>2</sup>であり、現状の実用範囲として十分であると判断した。

なお、山口・長沼の実験結果をみると、面外補強筋の有無がコンクリート圧縮強度の低減率を変動させていることが分かる。すなわち、面外補強筋が配されている試験体は、配されていないものよりも圧縮強度低減率が大きい(例えばS-41とS-42試験体)。これは、コンクリート一軸圧縮強度が低いほどその差が顕著となっている。この効果を反映させるには、現在データ不足であるため、今回は見合わせることにしたが、柱、梁などを評価する際にはこの効果の反映は不可欠であると思われる。

$$\lambda = 0.72 - \frac{\sigma_B}{11.9 \sqrt{K_D}} \quad (K_D \geq 48000 \text{ kgf/cm}^2) \quad (3.8-4)$$

ここに、 $\sigma_B$  : コンクリート一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $K_D$  : 主引張方向剛性 (式 (3.8-3) で算定する) (kgf/cm<sup>2</sup>)

なお、コンクリートの圧縮の接線剛性は式 (3.8-2) をひずみ度で微分することにより求まる式 (3.8-5) より算定される。

$$E_{ca}(x) = E_c \left( 1.0 - \frac{\epsilon_x}{\lambda \epsilon_B} \right)^{\lambda-1} \quad (3.8-5)$$

$$\lambda = \frac{E_c \epsilon_B}{\sigma_B}$$

ここに、 $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon_x$  : 主圧縮方向のコンクリートのひずみ度  
 $\epsilon_B$  : コンクリート一軸圧縮強度時ひずみ度  
 $\sigma_B$  : コンクリート一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\lambda$  : コンクリート圧縮強度の低減率 (式 (3.8-4) による)

3.9 せん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法

前項までに定めたひびわれ後のテンションステイフニング特性、主圧縮方向角度、コンクリートの圧縮応力度～ひずみ度関係を反映させるために主応力度式を用い、与えられたせん断応力度 ( $\tau_{xy}$ ) から主圧縮方向、縦及び横方向の応力度 ( $\sigma_2$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$ ) を算定する。この際、テンションステイフニング特性より求まるコンクリートの負担引張応力度を最大主応力度 ( $\sigma_1$ ) とする。これらの関係は図で示すと図3.9.1のモールの応力円とひずみ円とで表わされ、式で表わせば式 (3.9-1) ~ (3.9-3) となる。

$$\sigma_2 = \sigma_1 - \frac{2 \tau_{xy}}{\sin 2\theta} \quad (3.9-1)$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta \quad (3.9-2)$$

$$\sigma_x = \sigma_1 + \sigma_2 - \sigma_y \quad (3.9-3)$$

- ここに、  
 $\sigma_2$  : 主圧縮方向応力度 (最小主応力度) (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_1$  : 主引張方向応力度 (最大主応力度) (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\tau_{xy}$  : 縦及び横方向のせん断応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_y$  : 縦方向応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_x$  : 横方向応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\theta$  : 主圧縮方向角度 (縦軸より時計と反対回り: 式 (3.7-3) より求まる)

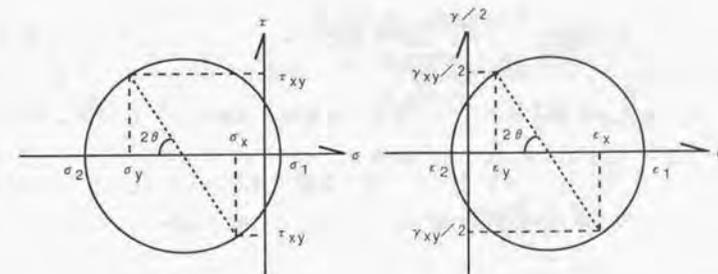


図3.9.1 モールの応力円とひずみ円

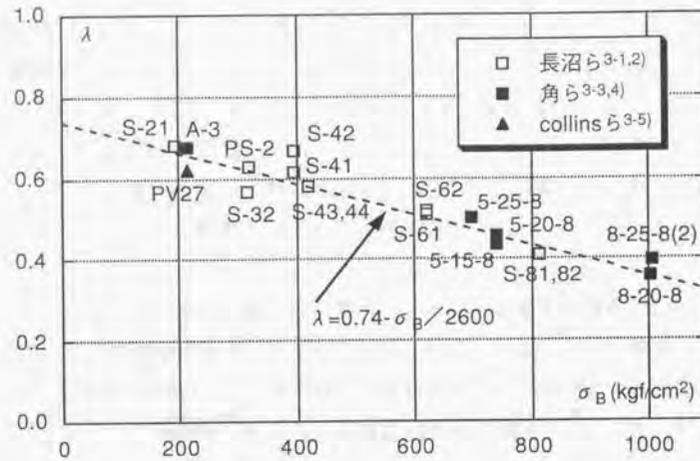


図3.8.2 コンクリートの圧縮強度低減率とコンクリートの一軸圧縮強度の関係

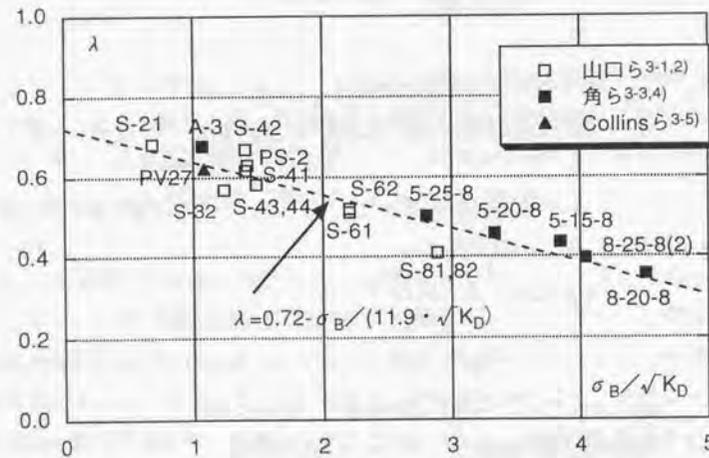


図3.8.3 コンクリートの圧縮強度低減率とコンクリートの一軸圧縮強度を主引張方向剛性の平方根で除した値との関係

次に、主圧縮方向、縦及び横方向の応力度 ( $\sigma_2$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$ ) に対応する軸ひずみ度 ( $\epsilon_2$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_x$ ) を式 (3.9-4) から (3.9-6) によって求める。

$$\epsilon_2 = -\lambda \epsilon_B \left[ 1.0 - \left( 1.0 + \frac{\sigma_2}{\lambda \sigma_B} \right)^{1/\lambda} \right] \quad (3.9-4)$$

$$A = \frac{E_c \epsilon_B}{\sigma_B}$$

$$\epsilon_y = -\frac{\sigma_y - \sigma_{y0}}{p_y \cdot E_{S_y}} \quad (3.9-5)$$

$$\epsilon_x = -\frac{\sigma_x - \sigma_{x0}}{p_x \cdot E_{S_x}} \quad (3.9-6)$$

ここに、 $\lambda$  : コンクリート圧縮強度の低減率 (式 (3.8-4) による)

$\epsilon_2$  : 主圧縮方向ひずみ度 (最小主ひずみ度)

$\epsilon_y$  : 縦方向ひずみ度

$\epsilon_x$  : 横方向ひずみ度

$\sigma_{y0}$  : 縦方向載荷軸応力度 (純せん断の場合は零) (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{x0}$  : 横方向載荷軸応力度 (純せん断の場合は零) (kgf/cm<sup>2</sup>)

$p_y$ ,  $p_x$  : 縦横筋の鉄筋比

$E_{S_y}$ ,  $E_{S_x}$  : 縦横筋のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$  : コンクリートの一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\epsilon_B$  : コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみ度

そして、「トラス理論」により、軸ひずみ度 ( $\epsilon_2$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_x$ ) からせん断ひずみ度 ( $\gamma_{xy}$ ) を求める。せん断ひずみ度 ( $\gamma_{xy}$ ) の算定方法は図で示せば図3.9.2となり、三角形の各辺が伸縮することにより生じる角度の集計がせん断ひずみ度であり、式で表わせば式 (3.9-7) ~ (3.9-10) となる。

$$\gamma_2 = -\frac{\epsilon_2}{\cos\theta \sin\theta} \quad (3.9-7)$$

$$\gamma_y = \frac{\epsilon_y}{\tan\theta} \quad (3.9-8)$$

$$\gamma_x = \epsilon_x \tan\theta \quad (3.9-9)$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_2 + \gamma_x + \gamma_y \quad (3.9-10)$$

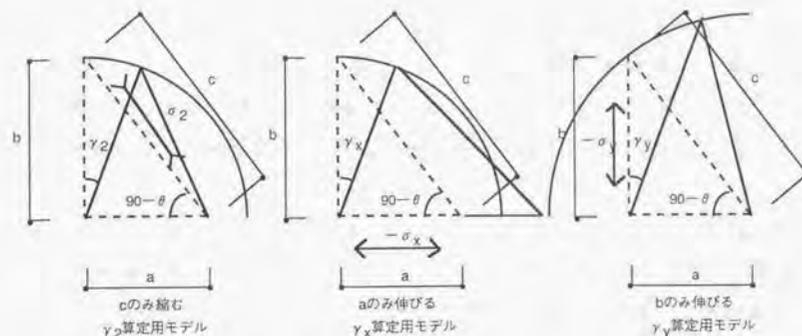


図3.9.2 トラス理論による  $\gamma_{xy}$  算定モデル

また、せん断ひずみ度 ( $\gamma_{xy}$ ) を図3.9.1のモールのひずみ円から求めると式 (3.9-11) となる。これは式 (3.9-10) と等値である。

$$\gamma_{xy} = (-2 \epsilon_2 + \epsilon_x + \epsilon_y) \sin 2\theta \quad (3.9-11)$$

以上で、あるせん断応力度 ( $\tau_{xy}$ ) に対応するせん断ひずみ度 ( $\gamma_{xy}$ ) が算定される。本評価手法では、これらの関係式を用い、せん断応力度 ( $\tau_{xy}$ ) を漸増させることによって、( $\gamma_{xy}$ ) を算定する。

せん断ひずみ度 ( $\gamma_{xy}$ ) とは、変形が2次元平面内に限られている場合の変形前にx軸とそれと直交するy軸に平行な2本の線分のなす角の変形後の角度の変化量のことである。これが、モールのひずみ円から算定される ( $\gamma_{xy}$ ) と一致することを付録>に示す。

式 (3.7-1) の主圧縮方向角度を考慮したトラス剛性は式 (3.9-1) ~ (3.9-10) において、 $\sigma_1$ ,  $\sigma_{0x}$ ,  $\sigma_{0y}$  を零とし、 $\sigma_2 \sim \epsilon_2$  関係の剛性を  $E_c d$  とすれば導かれる。

### 3.10 終局強度

本評価手法では、鉄筋コンクリート造平板の純せん断状態での終局強度を主圧縮方向のコンクリートが低減した圧縮強度に達した時、もしくは縦筋または横筋が降伏ひずみ度に達した時とする。具体的には、式(3.9-1)より求まる主圧縮方向応力度( $\sigma_2$ )がコンクリート一軸圧縮強度( $\sigma_B$ )に低減係数( $\lambda$ )を乗じた値に達した時か、式(3.9-5)、(3.9-6)より求まる縦横方向のひずみ度が降伏ひずみ度に達した時とする。

鉄筋の降伏で終局とした理由は以下の通りである。

1)鉄筋の降伏後の剛性を考慮すると、主圧縮方向のコンクリート圧縮強度が著しく大きい場合には終局強度を明確にできなくなる可能性がある。鉄筋コンクリート造耐震壁の壁内横筋がほとんど降伏した後の変形能を考察することは学問的には重用であるが、この変形能に関する研究はほとんど行われておらず、現段階で実務設計への反映は困難である。このような状況であれば、終局強度を安全側に評価する可能性が高い鉄筋降伏で終局とする方が良いと判断した。

2)本評価手法はマクロモデルであり、できるだけ簡便であることが望ましい。鉄筋降伏後の剛性を考慮すると、モデルが非常に複雑になる。

以上のように決定した終局強度に関しては、「第4章 鉄筋コンクリート造平板試験体を対象とした解析精度の検証」でさらに論じることとする。

### 3.11 まとめ

第3章では、鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法に関して述べた。

本評価手法では、テンションスティフニング特性、縦横筋量が異なる場合のひびわれ後の主圧縮方向角度の変化を考慮し、また、ひびわれ後のコンクリート圧縮応力度～ひずみ度関係を一軸圧縮時の応力度～ひずみ度関係とは異なる特性とした。

テンションスティフニング特性に関しては、ひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度がコンクリート一軸圧縮強度と鉄筋量の影響を受けることを示し、それらを考慮したひびわれ発生直後のコンクリートの負担引張応力度を評価する式を提案した。その後のコンクリートの引張応力度の評価は長沼の提案に準拠することにした。

主圧縮方向角度の変化に関しては、ひびわれ面のせん断伝達特性を評価する手法が一般的であるが、本評価手法では鉄筋コンクリート平板は作用するせん断力に対し、最小の仕事量で抵抗すると考え、主圧縮方向角度を考慮したトラス剛性が最大となる時の角度を主圧縮方向角度とすることとし、その算定手法を提案した。

ひびわれ後のコンクリート圧縮応力度～ひずみ度関係は、基本的に長沼の提案に従い、Fafitsi・Shah式に圧縮強度低減率を乗じる手法によることにした。ただし、圧縮強度低減率はコンクリートの一軸圧縮強度と主引張方向の剛性の影響を受けることを示し、それらを反映させた圧縮強度低減率の評価式を提案した。

以上の各特性を反映させるため、せん断応力度を漸増で与え、主応力度式で主圧縮方向、縦及び横方向の応力度を求め、それらからせん断ひずみ度を算定する手法を提案した。

第4章において、本評価手法の精度を検証する。

<第3章参考文献>

- 3-1) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その1）、日本建築学会構造系論文報告集、第421号、pp.39~48、1991.3
- 3-2) 長沼一洋、山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションステイフィング特性のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.649~650、1990.10
- 3-3) Vechico, F.J. and Collins, M.P. : The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol. 83, No. 2, Nov.-Dec., pp.219~231, 1986.
- 3-4) 山口恒雄、小池健仁、長沼一洋、武田寿一：鉄筋コンクリート平板の純せん断実験（その1、その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.545~548、1988.10
- 3-5) 山口恒雄、長沼一洋：面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の力学的特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第419号、pp.77~86、1991.1
- 3-6) 角 一行、川股重也：面内せん断応力下の鉄筋コンクリート平板におけるコンクリートの力学特性、コンクリート工学論文、No.88-10-1、1988、pp.97~110
- 3-7) 松浦恒久、長 稔、角 一行、塩原 等、野口 博：高強度鉄筋コンクリート平板の面内純せん断実験（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.425~428、1991.9
- 3-8) ACI Comittee 318 : Building Code Requirments for Reinfouced Concrete ( ACI 318 - 77 ), American Concrete Institute , 1977.
- 3-9) Fafitis , A. and Shah , S.P. : Lateral Reinforcement for High - Strength Concrete Columns , ACI Special Publication , No.SP - 87 , pp.213~232 , 1985.

第 4 章 鉄筋コンクリート造平板試験体を対象とした解析精度の検証

4.1 はじめに	81
4.2 対象試験体	82
4.3 終局強度に対する精度検証結果	83
4.4 せん断応力度~せん断ひずみ度関係に対する精度検証結果	89
4.5 まとめ	95
<参考文献>	96

#### 4.1 はじめに

第3章において、テンションスティフニング特性、縦横筋比が異なる場合の主圧縮方向角度の変化及びコンクリート圧縮強度低減率を考慮した純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を提案した。

第4章では、第3章で構築した純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を既往の実験結果に適用し、その解析精度を検証する。

解析精度の検証はできるだけ広範囲に行う方が良いが、純せん断実験は非常に困難であり、既往の実験結果の中には局部破壊を伴っているものが多々ある。例えば、コンクリート圧縮強度が高く、鉄筋降伏型で終局強度が決定されると思われる試験体の実験による終局強度が鉄筋比にその降伏強度を乗じた値よりも低い場合等がある。このような試験体は局部的な破壊が進行したと思われ、解析対象から省く必要がある。このように、解析対象とする試験体の選定には注意を要する。

解析対象試験体は縦横筋比が異なるものも含むこととし、第3章で提案した主圧縮方向角度の評価手法により角度を $45^\circ$ から変化させた場合の効果を確認する。

#### 4.2 対象試験体

解析精度の検証はできるだけ広範囲に行う方が良いが、純せん断実験は非常に困難であり、既往の実験結果の中には局部破壊を伴っているものが多々ある。例えば、コンクリート圧縮強度が高く、鉄筋降伏型で終局強度が決定されると思われる試験体の実験による終局強度が鉄筋比にその降伏強度を乗じた値よりも低い場合等がある。このような試験体は局部的な破壊が進行したと思われ、解析対象から省く必要がある。このように、解析対象とする試験体の選定には注意を要する。

第3章の評価手法を構築するために用いた試験体はいずれも局部破壊を生じずに終局にいたっており、実験データとして信頼するに値する。よって、ここでは第3章に示した試験体<sup>4-1-5</sup>を対象として解析精度を検証する。

#### 4.3 終局強度に対する精度検証結果

本評価手法を既往の実験結果に適用して得られた終局時せん断応力度を実験結果の最大荷重時と鉄筋降伏時せん断応力度と比較して、表4.3.1~4.3.3に示す。また、実験結果の最大荷重時せん断応力度を本評価手法の終局時せん断応力度で除した値と、コンクリート一軸圧縮強度及び鉄筋比にその降伏強度を乗じた値との関係を図4.3.1、4.3.2に示す。

実験結果の最大荷重時せん断応力度に対する本評価手法の終局時せん断応力度の比率は、山口・長沼の試験体が平均1.06、変動係数0.124、角らの試験体が平均0.97、変動係数0.067、Collinsらの試験体が平均1.02、変動係数0.156で、3者の全試験体に対しては、平均1.03、変動係数0.125であり、ややバラツキが大きい。これは、鉄筋降伏型の試験体に起因している。実験結果において鉄筋降伏が生じ、本評価手法による終局時せん断応力度が鉄筋降伏で決定した場合はその比率を採用し、実験において鉄筋降伏が生じているがその時の情報が不明である場合にはその試験体を省いて整理し直すと、平均1.00、変動係数0.061となり、実験結果と本評価手法は良好に対応する。このように対応は良くなるが、実験の中で唯一鉄筋降伏時のせん断応力度が示されているのは山口・長沼らの実験のみであり、本評価手法による鉄筋降伏時のせん断応力度の評価の妥当性、言い替えれば、本評価手法の鉄筋降伏時のテンションステイフニング特性によるコンクリートの負担引張応力度の評価の妥当性が証明されるのはコンクリート一軸圧縮強度が $300\text{kgf}/\text{cm}^2$ 前後の場合に限られる。角らの実験のコンクリート一軸圧縮強度が $1000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 前後で鉄筋降伏の生じた試験体の最大荷重時せん断応力度に対し、本評価手法による終局時せん断応力度は鉄筋降伏で決定しているにもかかわらず、やや大きめの値となっている。このことから、コンクリート一軸圧縮強度が $1000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 前後の場合にはテンションステイフニング特性によるコンクリートの負担引張応力度を若干大きく評価しているものと思われ、やや改善の余地がある。これに関しては今後、コンクリート一軸圧縮強度が $1000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 前後のテンションステイフニング特性に関するデータベースが充実した時点でモデルを見直したい。

Collinsらの鉄筋降伏が生じた試験結果の最大荷重時せん断応力度に対する本評価手法による終局時（鉄筋降伏時）せん断応力度の比率は0.80~1.30とややバラツキがあるが、Collinsらの試験体の鉄筋には溶接金網が使用されており、これに起因してテン

ションステイフニング特性が一般の異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の特性と異なったためではないかと思われる。

実験において鉄筋の降伏が生じずにコンクリートの圧壊で最大荷重が決定した試験体のその時せん断応力度に対し、本評価手法による終局時せん断応力度は良好に対応しており、コンクリート圧縮強度低減率の評価がほぼ妥当であったことを示している。

また、実験の中で唯一鉄筋降伏時のせん断応力度が示されている山口・長沼らの縦横鉄筋量の異なる試験体（PS-1～8試験体）の鉄筋降伏時のせん断応力度を本評価手法による結果はほぼ妥当に評価しており、主圧縮方向角度の評価手法が適切であることを示している。

以上のように、若干の課題はあるが、図4.3.1、2をみれば本評価手法による値（解析値）と実験値の強度比率はそのほとんどが±15%以内に位置しており、本評価手法による終局強度時せん断応力度は実験結果とほぼ対応していると言える。

なお、鉄筋降伏型の試験体に対する本評価手法の終局強度は、コンクリート一軸圧縮強度が300kgf/cm<sup>2</sup>前後の場合は全て安全側に評価している。コンクリート一軸圧縮強度が1000kgf/cm<sup>2</sup>程度の場合には、やや高めの評価をしているが、テンションステイフニング特性が高強度コンクリートに対応したものに改善されれば安全側の評価になるものと思われ、本評価手法は最終的には実務設計での活用を目標としていることを併せて考えれば十分な精度であると判断される。

表4.3.1 終局時せん断応力度の比較（山口・長沼の実験<sup>4-1,2</sup>）

試験体名	板厚 t (cm)	形状 BxD (cm)	鉄筋比 pw (%)	*1 面外補強筋の有無	コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鉄筋降伏強度 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	実験結果		解析結果		*4 $\sigma_{T_u} / \sigma_{T_u}$	$\sigma_{T_u} / \sigma_{T_u}$
							*2 鉄筋降伏時せん断応力度 $\sigma_{T_y}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重時せん断応力度 $\sigma_{T_u}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	終局時せん断応力度 $\sigma_{T_u}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*3 終局決定要因		
S-21	20	120 x 120	4.28	無	194	3850	—	67.0	64.7	C	1.04	—
S-32			3.38	無	314	3880	—	89.0	97.5	C	0.91	—
S-35			1.33	無	353	3770	52.0	58.0	52.0	S	1.12	1.00
S-41			4.28	無	395	4170	—	121.0	119.6	C	1.01	—
S-42				有			—	130.0	119.6	C	1.09	—
S-43				無	418		—	121.0	125.0	C	0.97	—
S-44				有			—	124.0	125.0	C	0.99	—
S-61				無	619		—	157.0	166.6	C	0.94	—
S-62				有			—	159.0	166.6	C	0.95	—
S-81				無	812		152.0	165.0	183.3	C	0.90	—
S-82				有			160.0	166.0	183.3	C	0.91	—
PS-1			1.91	有	318	4370	83.0	86.0	86.7	C	0.99	0.96
PS-2			2.58			4330	—	107.0	96.0	C	1.11	—
PS-3			1.91			4370	87.0	98.0	89.5	S	1.09	0.97
			2.58			4330	97.0					
PS-4			1.91			4370	94.0	108.0	92.2	S	1.17	1.02
	3.38	4310	—									
PS-5	1.91	4370	96.0			114.0	95.1	S	1.20	1.01		
	5.29	4010	—									
PS-6	0.85	3710	48.0			58.0	47.8	S	1.21	1.00		
	1.91	4370	—									
PS-7	0.85	3710	56.0			66.0	49.9	S	1.32	1.12		
	2.58	4330	—									
PS-8	0.85	3710	54.0			68.0	52.0	S	1.31	1.03		
	3.38	4310	—									

\*1：面外補強筋量は全て、 $p_r=0.32\%$ 。伏強度： $\sigma_y=3710$  kgf/cm<sup>2</sup>、弾性係数： $E_s=1.87 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>

\*2：「—」は鉄筋降伏が生じていないことを示す。

\*3：C：低減したコンクリート圧縮強度で決定 S：鉄筋降伏で決定

\*4：平均：1.06、変動係数：0.124

表4.3.2 終局時せん断応力度の比較 (角らの実験<sup>4-2,3</sup>)

試験体名	板厚 t (cm)	形状 BxD (cm)	鉄筋比 pw (%)	面外補強筋の有無	コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鉄筋降伏強度 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	実験結果		解析結果		*3 $e_{ru} / c_{ru}$	$e_{ty} / c_{tu}$	
							*1 鉄筋降伏時せん断応力度 $e_{ty}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重時せん断応力度 $e_{tu}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	終局時せん断応力度 $c_{tu}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*2 終局決定要因			
A-3	8	60 x 60	2.00	無	215	4080	—	72.9	68.8	C	1.06	—	
8-4-8			0.41		983	9400	S	57.5	65.6	S	0.88	—	
8-8-8			0.99				S	98.1	109.6	S	0.90	—	
8-8-4			2.00		980	4100	S	91.3	94.6	S	0.97	—	
8-15-8			1.86				S	162.2	173.8	C	0.93	—	
8-20-8			2.47		1001	9400	—	180.4	175.0	C	1.03	—	
8-25-8 (2)			3.11		1006		—	201.0	194.2	C	1.04	—	
8-20/8-8			2.47 0.99		1001		S	117.8	131.5	S	0.90	—	
5-15-8			1.86		740		—	162.0	164.0	C	0.99	—	
5-20-8			2.47				—	169.8	165.2	C	1.03	—	
5-25-8			3.11				698	—	174.7	172.3	C	1.01	—

\*-1 : 「—」は鉄筋降伏が生じていないことを、「S」は鉄筋降伏が生じているがその時のせん断応力度が不明であることを示す。

\*-2 : C : 低減したコンクリート圧縮強度で決定 S : 鉄筋降伏で決定

\*-3 : 平均 : 0.97、変動係数 : 0.067

表4.3.3 終局時せん断応力度の比較 (Collinsらの実験<sup>4-5</sup>)

試験体名	板厚 t (cm)	形状 BxD (cm)	鉄筋比 pw (%)	面外補強筋の有無	コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鉄筋降伏強度 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	実験結果		解析結果		*3 $e_{ru} / c_{ru}$	$e_{ty} / c_{tu}$
							*1 鉄筋降伏時せん断応力度 $\tau_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重時せん断応力度 $\tau_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	終局時せん断応力度 $c_{ru}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	*2 終局決定要因		
PV4	7	89 x 89	1.06	無	271	2470	S	29.5	34.5	S	0.86	—
PV6			1.79		304	2710	S	46.4	55.4	S	0.84	—
PV10			1.79		148	2820	S	40.5	35.8	S	1.13	—
			1.00									
PV11			1.79		159	2400	S	36.3	37.6	S	0.97	—
			1.31									
PV12			1.79		163	4790	S	31.9	24.6	S	1.30	—
			0.45									
PV16			0.74		221	2600	S	21.8	27.1	S	0.80	—
PV19			1.79		194	4670	S	40.3	33.9	S	1.19	—
			0.71									
PV20			1.79		200	4690	S	43.4	37.9	S	1.15	—
			0.89									
PV21			1.79		199	4670	S	51.3	47.4	S	1.08	—
	1.30											
PV22	1.79	200	4670	—	61.9	64.7	C	0.96	—			
	1.52											
PV27	1.79	209	4510	—	64.8	67.3	C	0.96	—			

\*-1 : 「—」は鉄筋降伏が生じていないことを、「S」は鉄筋降伏が生じているがその時のせん断応力度が不明であることを示す。

\*-2 : C : 低減したコンクリート圧縮強度で決定 S : 鉄筋降伏で決定

\*-3 : 平均 : 1.02、変動係数 : 0.156

4.4 せん断応力度～せん断ひずみ度関係に対する精度検証結果

本評価手法を実験結果に適用して得られたせん断応力度～せん断ひずみ度関係の内、山口・長沼の試験体から6体、角ら、Collinsらから各1体を実験結果と比較し、図4.4.1～4.4.8に示す。

S-21、S-42、S-62、S-82試験体はコンクリート一軸圧縮強度のみをパラメータとしており、S-82試験体では若干の鉄筋が降伏しているが、基本的には全て鉄筋の降伏が生じることなくコンクリートの圧壊で最大荷重に至っている。これらの試験体のせん断応力度～せん断ひずみ度関係をみると、コンクリート一軸圧縮強度が大きくなるに従って、ひびわれ後のせん断応力度～せん断ひずみ度関係は最大荷重に至るまで直線性が強くなる傾向を表わしている。このような傾向は本評価手法による結果にもよく表われており、実験結果との対応が良い。本評価手法において、このような傾向を生じるのは、コンクリート一軸圧縮強度が大きくなるほど圧縮強度低減率が小さくなり、圧縮強度の低減に伴って圧縮強度時のひずみ度も低下し、コンクリートの圧縮強度～ひずみ度関係において圧縮強度時が比較的初期の剛性から大きく剛性低下しない領域に位置するためである。8-20-8試験体も鉄筋の降伏が生じることなくコンクリートの圧壊で最大荷重に至った試験体であり、使用コンクリートの一軸圧縮強度は1001kgf/cm<sup>2</sup>である。この試験体に関しても本評価手法による結果の実験結果に対する対応は良い。このように本評価手法による結果が実験結果と良く対応することから、主圧縮方向のコンクリートの圧縮応力度～ひずみ度関係の評価手法がほぼ妥当であり、少なくとも、コンクリート一軸圧縮強度が300～1000kgf/cm<sup>2</sup>までは適用可能であると思われる。

PS-5とPS-8試験体は縦横の鉄筋量が異なる試験体であり、鉄筋の降伏を伴って最大荷重に至っている。これらを対象とした解析は、主圧縮方向角度を提案した手法で評価した場合と、角度を45°に固定した場合の2ケース行った。鉄筋降伏時せん断応力度、それに至るまでのせん断応力度～せん断ひずみ度関係は本評価手法で主圧縮方向角度を定めた方が実験結果と良好に対応しており、このように縦横の鉄筋量が異なる場合には主圧縮方向角度を45°から変化させる必要があること、また、その角度は本評価手法によってほぼ適切に評価できることを示している。

CollinsらのPV20試験体では、実験によるひびわれ後のせん断応力度～せん断ひずみ度関係は本評価手法による結果と大きく異なっているが、これはCollinsらの試験体

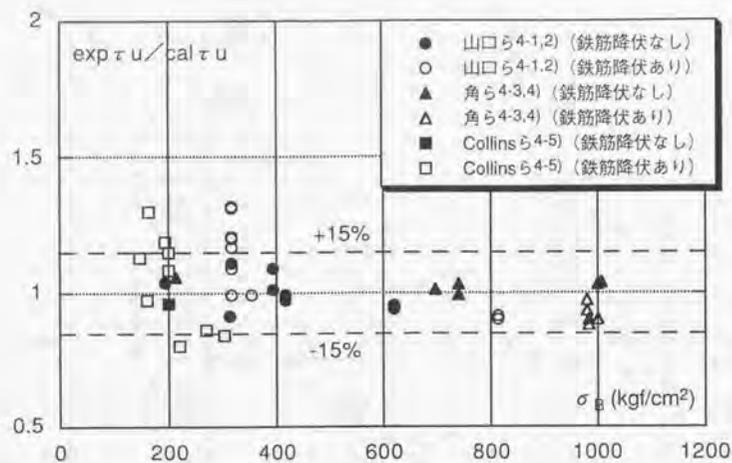


図4.3.1 終局強度比（実験値／解析値）と一軸コンクリート圧縮強度の関係

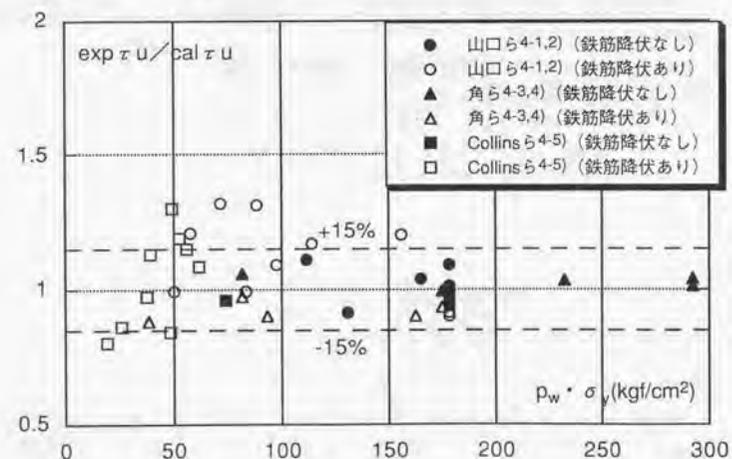


図4.3.2 終局強度比（実験値／解析値）と鉄筋比に降伏強度を乗じた値との関係

が溶接金網を使用していることから、これに起因してテンションステイフィング特性が一般の異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の特性と異なったためではないかと思われる。

弾性剛性に関しては、解析値と実験値の対応は良い。ひびわれ強度に関しては、本評価手法ではコンクリート引張強度をコンクリート一軸圧縮強度の平方根として算定している。この結果はほぼ実験結果と対応している。

以上、本評価手法による鉄筋コンクリート造平板の純せん断状態におけるせん断応力度～せん断ひずみ度関係は実験結果と弾性から終局強度に至るまで良好に対応することが確認され、本評価手法が十分に有効であることが分かった。

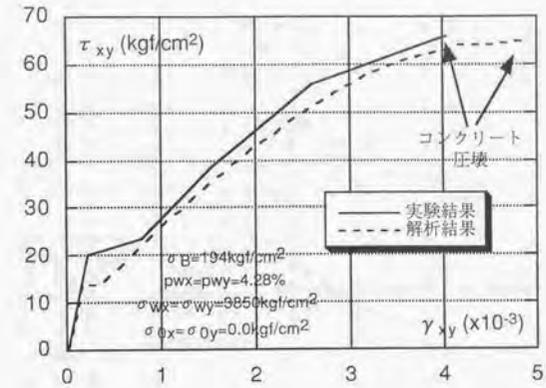


図4.4.1 せん断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (S-21試験体)

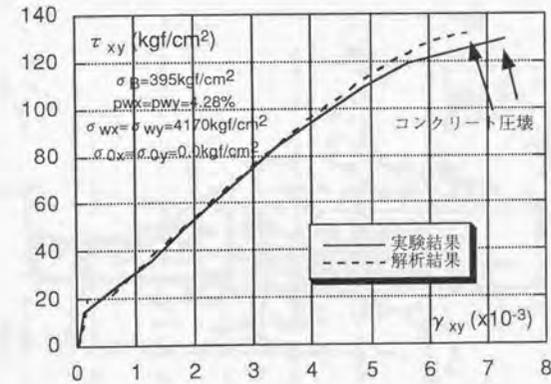


図4.4.2 せん断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (S-42試験体)

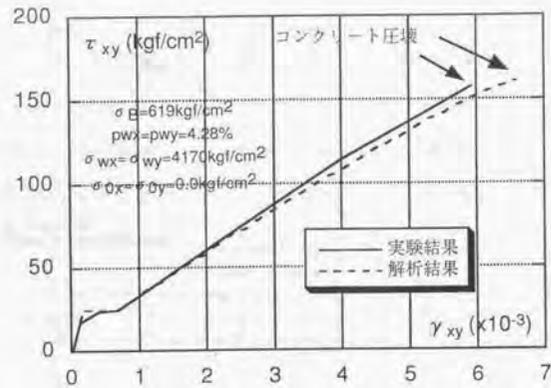


図4.4.3 セン断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (S-62試験体)

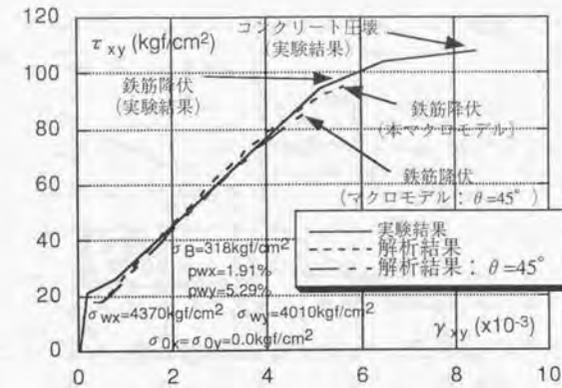


図4.4.5 セン断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (PS-5試験体)

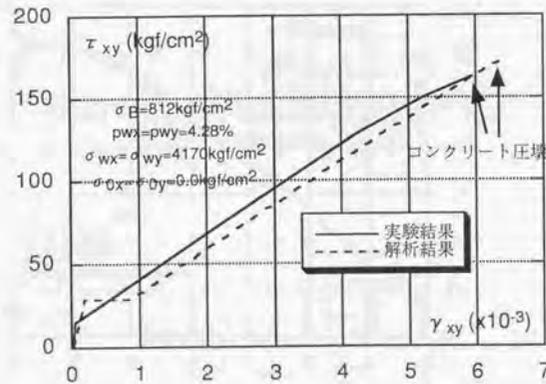


図4.4.4 セン断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (S-82試験体)

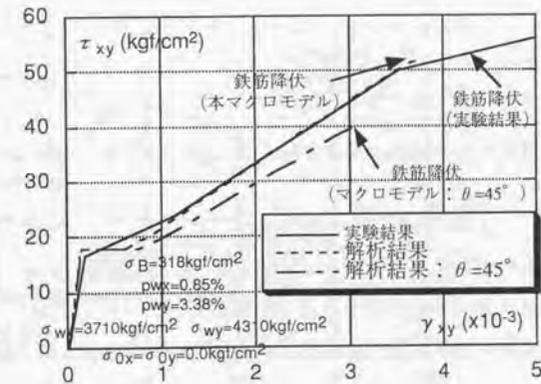


図4.4.6 セン断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (PS-8試験体)

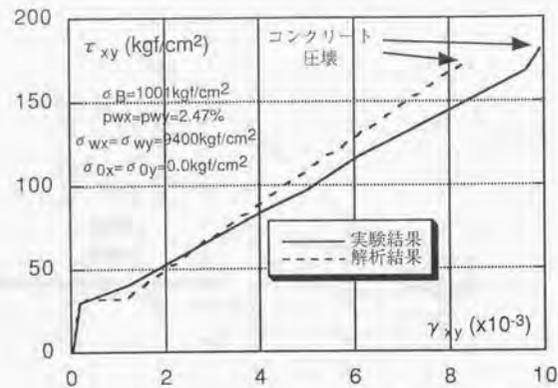


図4.4.7 セン断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (8-20-8試験体)

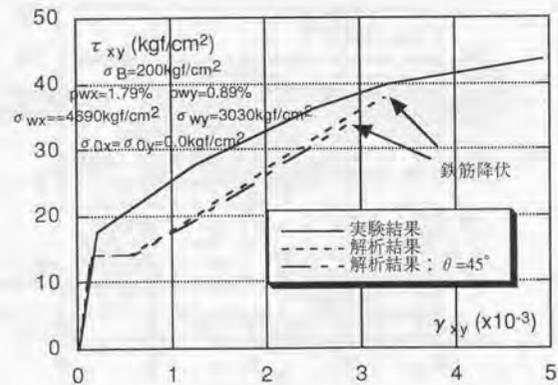


図4.4.8 セン断応力度～せん断ひずみ度関係の比較 (PV20試験体)

#### 4.5 まとめ

第4章において構築した純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板の弾性から終局に至るまでのせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を既往の実験結果に適用した結果、以下のことが分かった。

- 1) 本評価手法による純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板の終局強度は、その破壊モードが鉄筋の降伏を伴わない場合には、良い精度で実験結果と対応する。終局に至る前に鉄筋降伏が生じる場合には、本評価手法ではその時点を終局としていることから、やや終局強度を低めに評価することが多い。これは、安全側の評価であり、本評価手法を実務に適用する場合には十分な精度であると考えられる。ただし、コンクリート一軸圧縮強度が1000kgf/cm<sup>2</sup>程度に高強度になると、本評価手法では、テンションステイフニング特性による鉄筋降伏時のコンクリート負担引張応力度を高めに評価しており、鉄筋降伏時せん断応力度が若干大きくなる。このことに関しては、高強度コンクリートに関するデータベースがまとまった時点で再考したい。
- 2) 本評価手法による純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係は、良い精度で実験結果と対応する。コンクリート一軸圧縮強度の増大に伴う、ひびわれ後のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の直線性が強くなる傾向、主圧縮方向角度変化がせん断応力度～せん断ひずみ度関係に与える影響等をほぼ的確に本評価手法は表わしており、有効な評価手法であることが分かった。

以上のことから、純せん断状態における鉄筋コンクリート造平板の弾性から終局強度に至るまでの本評価手法が十分に有効であることが分かった。第5章からは、この手法を拡張し、曲げせん断状態の耐震壁の復元力特性の評価手法を検討する。

<第4章参考文献>

- 4-1) 山口恒雄、小池健仁、長沼一洋、武田寿一：鉄筋コンクリート平板の純せん断実験（その1、その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.545～548、1988.10
- 4-2) 山口恒雄、長沼一洋：面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の力学的特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第419号、pp.77～86、1991.1
- 4-3) 角 一行、川股重也：面内せん断応力下の鉄筋コンクリート平板におけるコンクリートの力学特性、コンクリート工学論文、No.88-10-1、1988、pp.97～110
- 4-4) 松浦恒久、長 稔、角 一行、塩原 等、野口 博：高強度鉄筋コンクリート平板の面内純せん断実験（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.425～428、1991.9
- 4-5) Vechico, F.J. and Collins, M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concret Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.2, Nov.-Dec., pp.219～231, 1986.

第 5 章 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価手法

5.1 はじめに	99
5.2 本評価手法の概要	100
5.3 弾性剛性とひびわれ強度	102
5.4 せん断ひびわれ後のせん断変形の評価手法	104
5.4.1 せん断ひびわれ後のせん断変形の影響因子	104
5.4.2 側柱、梁による拘束効果の評価手法	110
5.4.3 曲げモーメントのせん断変形への影響の評価手法	123
5.5 曲げひびわれ後の曲げ変形の評価手法	131
5.6 復元力特性と終局強度の評価手法	133
5.7 FEM解析によるマクロモデルの仮定の検証	135
5.8 まとめ	156
<参考文献>	157

## 5.1 はじめに

第3章で純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を構築し、第4章でその精度を検証した。第5章では、構築した純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を拡張し、曲げせん断状態での鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価手法（マクロモデル）を提案することを目的とする。

先ず、既往実験結果より得られているせん断力～せん断変形に純せん断状態での手法をそのまま適用し、曲げせん断状態での鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひびわれ後のせん断変形の影響因子の検討を行う。

そして、その結果に基づき、純せん断状態の手法を拡張し、曲げせん断状態での鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断変形の評価手法を提案する。

第1章の既往の研究での終局強度評価用のマクロモデル<sup>5-1～9)</sup>及び日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」<sup>5-10)</sup>の耐震壁のせん断終局強度算定式はトラス機構とアーチ機構の組み合わせで耐震壁の終局強度を評価している。これは、終局強度に対して側柱、梁による拘束効果を反映させているものであり、この拘束効果は終局のみならず、それに至るまでのせん断変形にも影響を与えているものと思われる。また、同算定式は曲げ降伏後にはコンクリート有効圧縮強度をさらに低下させ、曲げの影響をせん断終局強度に反映させている。この影響は強度だけではなく変形にも表われる可能性が高いと思われる。鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断変形を評価する際には、上記の影響を反映させる必要があると思われる。

せん断変形の評価手法構築後、もう一つの大きな変形成分である曲げ変形の算定手法を検討し、これらの和で鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価することとする。この章において構築された本評価手法は、以降「マクロモデル」と呼ぶことにする。

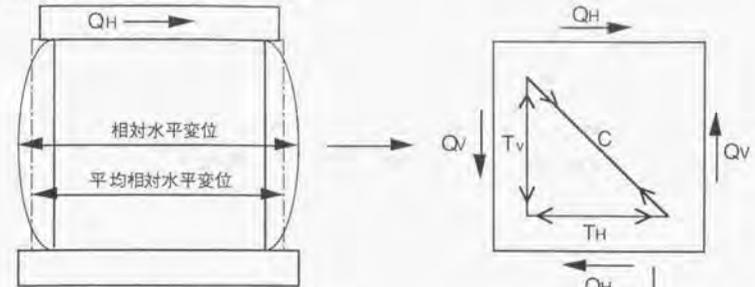
5.2 本評価手法の概要

第3、4章において純せん断状態でのせん断抵抗機構をモデル化し、その評価手法の有効性を示した。ここでは、この純せん断状態のせん断抵抗機構モデルを応力場が一樣とならない曲げせん断状態でのせん断抵抗機構へ拡張するに当たって、その基本的な概要をまとめる。

1. 本評価手法は荷重増分法により、与えられたせん断力に対する水平変形を算定するものであり、水平変形はせん断変形と曲げ変形の和として表わされると仮定する。
2. せん断力～せん断変形の算定は基本的に第3章で提案した手法を用い、図5.2-1のa)のように平均応力度、ひずみ度を評価することにより耐震壁を一要素として行う。この際、側柱と上下梁による拘束効果のモデル化手法を提案し、これを考慮する。
3. 図5.2-1のb)のように曲げモーメントによる影響評価を曲げモーメントが最も大きい壁脚部で行い、コンクリートの圧縮力は曲げに対する圧縮側へ集中するとし、この圧縮領域においてコンクリート圧壊の判定を行う。この圧縮領域は主圧縮方向角度に相関させて定める。また、縦筋の引張力は曲げに対する引張側では増大、圧縮側では減少させ、その応力に基づいて縦筋の降伏判定を行う。これらコンクリート圧縮力、縦筋の引張力の増減は作用する曲げモーメントと内部抵抗モーメントが釣り合うように行う。
4. 壁脚部において降伏と判定された縦筋は、せん断抵抗機構を構成する縦方向バネから省く。これにより、曲げ降伏後のせん断変形が増大する傾向を表わすとともに、主圧縮方向角度が水平方向に傾き壁脚部での圧縮領域を減少させることにより、曲げ降伏後の主圧縮方向コンクリートの圧壊を表わす。
5. 曲げ変形は壁脚部での縦筋ひずみ度より平均的な曲率を求め、高さ方向の曲率分布を仮定することにより算定する。耐震壁では平面保持仮定は成立しない場合が多いが、ここでは理想化して表現することにした。

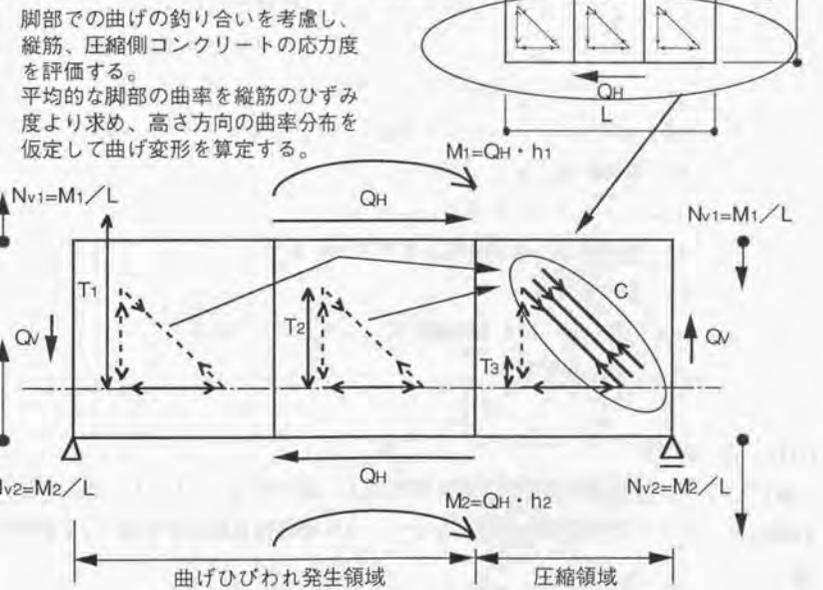
なお、平石により、耐震壁のせん断変形はそれをとり囲む柱と梁の節点の回転変形の影響を受け、純粋な平行四辺形的変形だけではせん断変形を過小評価すると報告されている<sup>5-11)</sup>。今後、この問題も検討する必要があるが、現段階の本論では、耐震壁上下の梁の曲げ剛性は無限大であると仮定し、柱との節点の回転変形は無視する。

a) せん断力のみが作用している状態



平均応力度、ひずみ度より平均的なせん断応力度～せん断ひずみ度関係を評価する。

b) せん断力+曲げモーメントが作用している状態



$$Q_v = N_{v2} - N_{v1} \quad T_v = T_1 + T_2 + T_3 \quad T_1 + T_2 + T_3 + C_v = 0$$

$$M_2 = T_1 \cdot L_1 + T_2 \cdot L_2 + T_3 \cdot L_3 + C_v \cdot L_4 \quad C_v: C \text{ の鉛直方向成分}$$

$L_1, L_2, L_3, L_4$ : 圧縮線から各力の重心位置までの距離

図5.2-1 本評価手法の基本的概念

### 5.3 弾性剛性とひびわれ強度

#### (1) 弾性剛性

鉄筋コンクリート造耐震壁の弾性剛性は、曲げとせん断剛性を個別に求め、それらの直列バネとして評価する。曲げ剛性を式(5.3-1)で、せん断剛性を式(5.3-2)で求め、水平力と水平力作用位置での水平変位関係の弾性剛性は式(5.3-3)により算定する。

$$K_b = \frac{6 E_c I_e}{(2 h_1 - h_2) h_2 \frac{3 h_1 - h_2}{2 h_1 - h_2} \frac{h_2}{3} + h_1 \cdot h_2} \quad (5.3-1)$$

$$K_s = \frac{A_{all} G_c}{\kappa_s h_2} \quad (5.3-2)$$

$$K_t = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b}} \quad (5.3-3)$$

ここに、 $E_c$ ：コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $I_e$ ：等価断面二次モーメント  
 $\nu$ ：コンクリートのポアソン比  
 $h_1$ ：壁脚部から水平力作用位置までの高さ  
 $h_2$ ：壁内法高さ  
 $\kappa_s$ ：せん断に対する形状係数 (エネルギー法による)  
 $A_{all}$ ：全水平断面積

#### (2) ひびわれ強度

曲げひびわれ強度は平面保持仮定の弾性論より導かれる式(5.3-4)で求める。この時のコンクリートの引張強度はコンクリート一軸圧縮強度の平方根に1.8を乗じた値とする。

せん断ひびわれ強度は主応力度式で算定する。その式を式(5.3-5)に示す。この時のコンクリートの引張強度はコンクリート一軸圧縮強度の平方根とする。

コンクリートの引張強度に関しては、乾燥収縮等の影響を受け既往実験結果のデー

タのパラツキは大きい。そこで、曲げについては日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」<sup>5-12)</sup>に示された平均的な値となる式を、せん断についてはACI規準<sup>5-13)</sup>に示された式を用いることにした。

$$Q_{bc} = \frac{Z_e (\sigma_{bc} + \sigma_{y0})}{h_1} \quad (5.3-4)$$

$$\sigma_{bc} = 1.8 \sqrt{\sigma_B}$$

$$Q_{sc} = \frac{A_{all}}{\kappa_s} \sqrt{\left( \sigma_{sc} \cdot \frac{\sigma_{x0} + \sigma_{y0}}{2} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x0} - \sigma_{y0}}{2} \right)^2} \quad (5.3-5)$$

$$\sigma_{sc} = \sqrt{\sigma_B}$$

ここに、 $\sigma_B$ ：コンクリート一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{y0}$ ：鉛直方向軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $Z_e$ ：等価断面係数  
 $\kappa_s$ ：せん断に対する形状係数 (応力度法による)  
 $A_{all}$ ：全水平断面積

#### 5.4 せん断ひびわれ後のせん断変形の評価手法

ここでは、先ず既往実験より得られたせん断力～せん断ひずみ度関係に対し、純せん断状態での評価手法をそのまま適用して両者を比較することにより、せん断ひびわれ後のせん断力～せん断変形の影響因子を検討する。そして、把握された影響因子の評価手法を提案する。

##### 5.4.1 せん断ひびわれ後のせん断変形の影響因子

ここでは、既往実験より得られたせん断力～せん断ひずみ度関係に対し、純せん断状態での評価手法をそのまま適用して両者を比較することにより、せん断ひびわれ後のせん断力～せん断変形の影響因子を検討する。

既往の実験<sup>5-14)~16)</sup>はいずれも基礎を試験床に固定し、上部の加力スラブに水平力を載荷する片持ち梁形式の実験である。選定した既往実験4体の試験体諸元、主な実験結果を表5.4.1-1に示す。

表5.4.1-1 選定した既往実験の試験体諸元と主な実験結果

*1 試験体 名称	M/QD	$\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	壁板			側柱			*3 軸力 $\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重 eQu (tonf)	文献 NO.
			*2 L x t (cm)	Pw (%)	$\sigma_{wy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	B x D (cm)	Pcv (%)	$\sigma_{cy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
B-NO.7	0.60	593	200x8	2.00	3280	18x18	2.90	3960	20.0	171.0	5-14 5-15
C-NO.8	1.50	200	100x4.5	1.20	2950	12x12	7.06	8130	0.0	27.5	5-6
NW2	1.33	954	150x8	0.53	10220	20x20	2.14	7910	97.8	149.8	5-16
NW6	2.00	665	150x8	0.53	7690	20x20	3.81	7400	87.0	107.7	5-16

\*-1: 試験体名称が同じ場合には、その前にアルファベットを付け識別した。

\*-2: 壁長さは側柱の芯々間距離

\*-3: 軸方向応力度は全水平断面積で除した値

既往の実験結果から得られた試験体4体のせん断力～せん断ひずみ度関係を純せん断状態での評価手法をそのまま適用した解析結果と比較して、図5.4.1-1～4に示す。

図5.4.1-1のB-NO.7試験体は、シアシバン比 (M/(QD)) が0.60、コンクリート強度

( $\sigma_B$ ) が593kgf/cm<sup>2</sup>、壁内鉄筋比は縦横ともに2.00%、軸方向応力度 ( $\sigma_0$ ) が20.0kgf/cm<sup>2</sup>であり、終局に達するまで、横筋はほとんど降伏していない。破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊である。

図5.4.1-2のC-NO.8試験体は、シアシバン比 (M/(QD)) が1.50、コンクリート強度 ( $\sigma_B$ ) が200kgf/cm<sup>2</sup>、壁内鉄筋比は縦横ともに1.20%、軸方向応力度 ( $\sigma_0$ ) が0.0kgf/cm<sup>2</sup>であり、破壊モードが壁板に生じた斜めひびわれが大きく成長し、これに起因したものになっていることから、壁内横筋は終局前にほとんどが降伏していたと思われる。引張側柱の主筋は終局まで降伏していない。

図5.4.1-3のNW2試験体は、シアシバン比 (M/(QD)) が1.33、コンクリート強度 ( $\sigma_B$ ) が954kgf/cm<sup>2</sup>、壁内鉄筋比は縦横ともに0.53%、軸方向応力度 ( $\sigma_0$ ) が97.8kgf/cm<sup>2</sup>であり、曲げ降伏後に壁板圧縮側の脚部よりやや上の部位でコンクリートが圧壊し、これに起因して最大耐力が決定している。横筋は測定点の半分が降伏している。

図5.4.1-3のNW6試験体は、シアシバン比 (M/(QD)) が2.00、コンクリート強度 ( $\sigma_B$ ) が665kgf/cm<sup>2</sup>、壁内鉄筋比は縦横ともに0.53%、軸方向応力度 ( $\sigma_0$ ) が87.0kgf/cm<sup>2</sup>であり、曲げ降伏後に壁板圧縮側脚部でコンクリートが圧壊し、これに起因して最大耐力が決定している。横筋はほとんどの測定点において降伏している。

解析結果を実験結果と比較するためには、解析でのせん断力負担面積を仮定する必要がある。せん断力負担面積はひびわれ後、終局に至るまで徐々に小さくするのが実際の挙動に近いと思われるが、その傾向を評価する手法が現在不明であることから、本評価手法ではひびわれ後のせん断力負担面積は常に一定とすることにした。ここでは、そのせん断力負担面積を壁板厚に壁全長 (両側柱の外々間) を乗じた値とした。これに関しては、後述する。側柱縦筋は引張側柱、圧縮側柱ともに壁縦筋同様にせん断に対して鉛直方向の引張抵抗要素になると仮定した。すなわち、鉛直方向では全水平断面においてせん断によって均一に伸びることになる。壁横筋も壁内法高さ間において均一に水平方向に伸びると仮定する。

また、解析では早期に壁横筋の降伏で決定する可能性があるため、壁横筋の降伏強度は材料試験結果の場合 (以下、材料強度と称す) と無限大とした場合の2ケースを実施した。

図5.4.1-1をみると、B-NO.7試験体の解析によるせん断力～せん断ひずみ度関係は実験結果とあまり良く対応していない。ひびわれ後、終局に至るまで同せん断ひずみ度の負担せん断力は実験結果の方がかなり大きい。壁内横筋に材料強度を用いた解析

は横筋の降伏により終局強度が決定しており、その値は実験結果の終局強度に比べ低い。壁横筋の降伏強度を無限大とした場合は縦筋の降伏で終局強度が決定しており、その値は実験結果とほぼ対応している。また、実験結果では引張側柱主筋が引張降伏した後、脚部壁縦筋の降伏の進展と繰り返しの影響を受け、大きく剛性低下している。

図5.4.1-2をみると、比較的シアスパン比の大きいC-NO.8試験体の場合には解析によるせん断力～せん断ひずみ度関係は実験結果と良好に対応している。壁内横筋に材料強度を用いた解析は横筋の降伏により終局強度が決定しており、その値は実験結果の終局強度よりもやや低いがB-NO.7試験体の場合よりも良く実験結果と対応している。壁横筋の降伏強度を無限大とした場合はコンクリート圧縮強度が低減した圧縮強度に達して終局強度が決定しており（図中はコンクリート圧壊と記した）、その値は実験結果を上回っている。

図5.4.1-3、4をみるとNW2、NW6試験体は比較的シアスパン比が大きいにも関わらず、解析によるせん断力～せん断ひずみ度関係は実験結果と対応していない。これは、主に軸方向応力度の影響と思われる、実験ではこの高軸方向応力度の存在により縦方向の鉄筋のひずみ度の進展が解析よりも強く抑制されていたと考えられる。終局強度に関しては、壁内横筋に材料強度を用いた解析結果は両試験体とも壁内横筋全降伏で終局強度が決定しており、その強度と実験結果の最大耐力の比はシアスパン比が大きいNW6試験体の方が良い。また、両試験体とも引張側柱主筋の降伏以後はせん断剛性が大きく低下している。

図5.4.1-2のC-NO.8試験体の解析結果をみると仮定したせん断力負担面積はひびわれ後はやや過小評価であるようだが、その後の実験結果との対応はほぼ良いことから、ほぼ妥当と思われる、本評価手法のせん断力負担面積は壁板厚に壁全長（両側柱の外々間）を乗じた値にすることとした。図5.4.1-4のNW6試験体の終局強度の対応も良い。

B-NO.7試験体とC-NO.8試験体の2体の比較から、解析結果はシアスパン比の大きさに応じて精度が左右されることが分かる。シアスパン比が小さくなるほど精度が悪くなるようである。これは、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の耐震壁のせん断終局強度算定式で言うところのアーチ機構、すなわち側柱と梁による拘束効果を考慮する必要があると思われる。この傾向はNW2とNW6試験体間にも表われており、シアスパン比の大きいNW6試験体の方が実験結果と解析結果の対応が良い。また、図5.4.1-1、3、4のB-NO.7、NW2、NW6試験体の引張側柱主筋降伏後にせん断剛性が低下する現象も反映させる必要がある。

図5.4.1-2、4のC-NO.8、NW6試験体の壁内横筋降伏強度を材料強度とした場合の解析の終局強度は全横筋の降伏で決定されているが、概ね実験結果の終局強度と対応することから、全横筋が降伏する場合には、その時を終局としても十分な精度で終局強度を評価できる可能性が高いと思われる。

本評価手法では、上述した検討結果を反映させ、以下の方針で曲げせん断状態のせん断変形を評価する手法を構築することとし、精度の検証結果によって手法を再考することとする。

1. 基本的には、純せん断状態での評価手法を拡張することによって、曲げせん断状態での耐震壁の復元力特性評価手法を構築する。
2. 側柱と梁による拘束効果の評価手法を考案する。これは、シアスパン比に応じてその影響度が変化するものとする。すなわち、シアスパン比が小さくなるほど拘束効果が大きくなるように設定する必要がある。
3. 曲げモーメントのせん断変形に対する影響を評価する手法を考案する。この際、壁脚部において曲げモーメントとせん断力の釣り合いを確保し、曲げ降伏強度も的確に評価できるものとする。これは、耐震壁のせん断変形は曲げ降伏の影響を強く受けるものと思われる、この場合には、その時の強度をできるだけ正確に評価する必要があるためである。平面保持仮定を用いて曲げ降伏強度を算定すると、シアスパン比が比較的小さい場合には水平断面の中立軸位置が実際よりも圧縮側となるため、曲げ降伏強度を高め評価する可能性があると思われる。
4. 軸方向応力度の影響を的確に評価する必要がある。これに関しては、上述の評価手法構築後に検討することとする。
5. せん断力負担面積は、ひびわれ発生後から終局に至るまで一定とし、壁全長に壁厚を乗じた値とする。

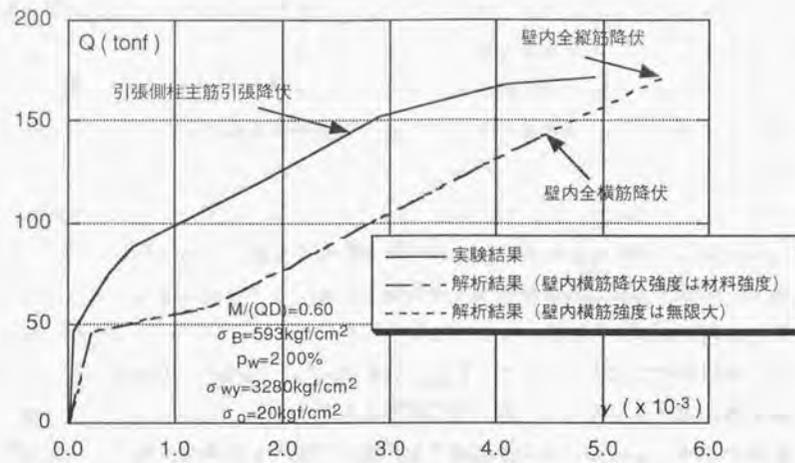


図5.4.1-1 セン断力～せん断ひずみ度関係の比較 (B-NO.7試験体)

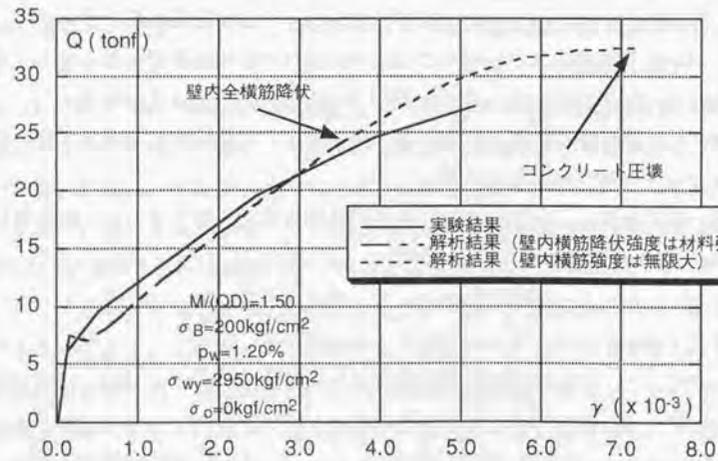


図5.4.1-2 セン断力～せん断ひずみ度関係の比較 (C-NO.8試験体)

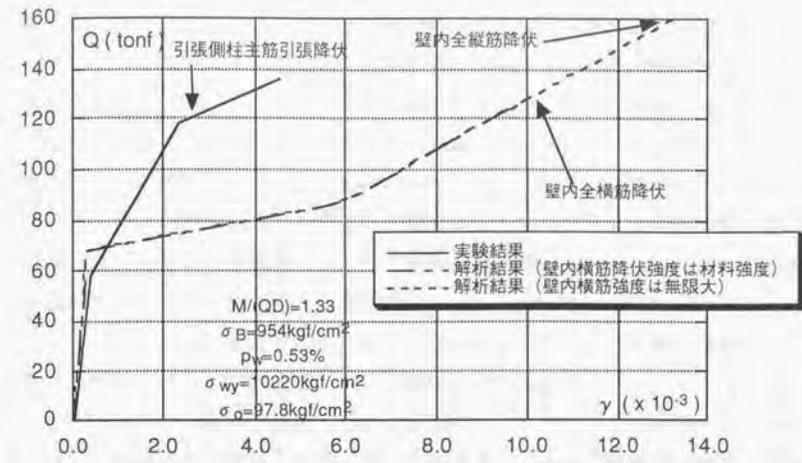


図5.4.1-3 セン断力～せん断ひずみ度関係の比較 (NW2試験体)

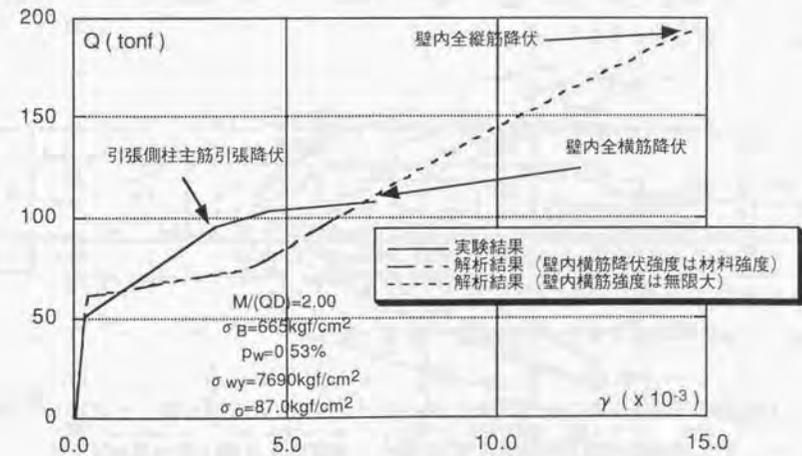


図5.4.1-4 セン断力～せん断ひずみ度関係の比較 (NW6試験体)

5.4.2 側柱、梁による拘束効果の評価手法

側柱と梁による拘束効果に対する主流の考えは、既往の研究に示したアーチ機構である。これと壁内横筋が関与するトラス機構とでせん断力に抵抗することになる。この考え方では、基本的に壁内横筋の降伏を前提としており、必ずしも実際の現象に忠実ではない。また、コンクリート圧縮ストラットの角度は両機構で異なり、変形評価に反映するのは困難である。そこで、本評価手法では、一つの機構でせん断に抵抗させ、壁内横筋が降伏せずに終局に至る挙動も表現することにした。

既往の鉄筋コンクリート造耐震壁の実験において、壁板部分に大きなせん断ひびわれが生じると、試験体は樽のように水平方向に膨らむ傾向を示す。これに抵抗するのは、壁内横筋と側柱と梁によって構成されるフレームである。

既往の鉄筋コンクリート造耐震壁の実験結果の内、側柱間の相対水平変位を測定した結果を入手することができた。この実験は勝俣・萩尾が実施した実験<sup>5-17)</sup>であり、試験体の基礎を試験床に固定し、加力スラブに水平力を正負交番で载荷している。試験体諸元を表5.4.2-1に示す。試験体名称はRCであり、シアスパン比 (M/(QD)) が0.65、コンクリート強度 ( $\sigma_B$ ) が255kgf/cm<sup>2</sup>、壁内鉄筋比は縦横ともに0.30%、軸方向応力度 ( $\sigma_0$ ) が14.5kgf/cm<sup>2</sup>であり、終局に達するまで横筋は降伏していない。破壊モードは側柱を含むせん断破壊である。

表5.4.2-1 勝俣・萩尾のRC試験体の諸元

試験体名称	M/QD	$\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	壁板		側柱			*2 軸力 $\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重 $Q_u$ (tonf)	文献 NO.	
			*-1 L x t (cm)	Pw (%)	$\sigma_{wy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	B x D (cm)	Pcv (%)				$\sigma_{cwy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
RC	0.65	255	170x7	0.30	3720	22x22	3.15	3610	14.5	82.0	5-17

\*-1: 壁長さは側柱の芯々間距離

\*-2: 軸方向応力度は全水平断面積で除した値

この実験結果から得られた側柱間の相対水平変位をその距離で除して平均ひずみの形にし、せん断力との関係を図5.4.2-1に示す。測定高さ位置は壁内法高さの中央である。図5.4.2-1には、横筋のみの剛性によるせん断力～水平方向ひずみの関係を示した。この剛性は式 (5.3.2-1) で算定した。式中の角度は、主圧縮方向の角度であり、ここでは、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・

同解説」の耐震壁せん断終局強度算定式のトラス機構の負担せん断力を最大とする  $\cot \theta = 2.0$  とした。

$$K_x = \frac{Q}{E_x} = A_x p_x E_{sx} \cot^2 \theta \quad (5.3.2-1)$$

$$A_x = t_w L$$

- ここに、  $p_x$ : 壁板横筋比
- $E_{sx}$ : 横筋のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\theta$ : トラス機構の角度 (ここでは、 $\cot \theta = 2.0$ )
- $t_w$ : 壁板厚
- L: 壁全長

図5.4.2-1をみると、実験結果のせん断力～水平方向平均ひずみ関係は一般の壁内横筋のひずみが示す、くの字形の形状を表わしており、その剛性は横筋のみの剛性よりかなり大きく、側柱と梁によるフレームが横筋同様に試験体の水平方向に膨らもうとする挙動に抵抗している様子が分かる。本評価手法ではこの挙動をモデル化することにした。

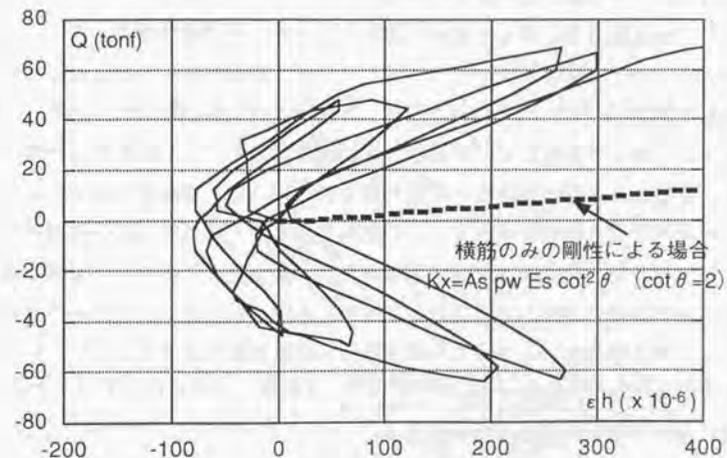


図5.4.2-1 実験のせん断力～水平方向平均ひずみの関係 (RC試験体)

考案したモデルの基本概念を図5.4.2-2に示す。このモデルでは壁の上下に剛な梁が設けられていることが前提条件となる。

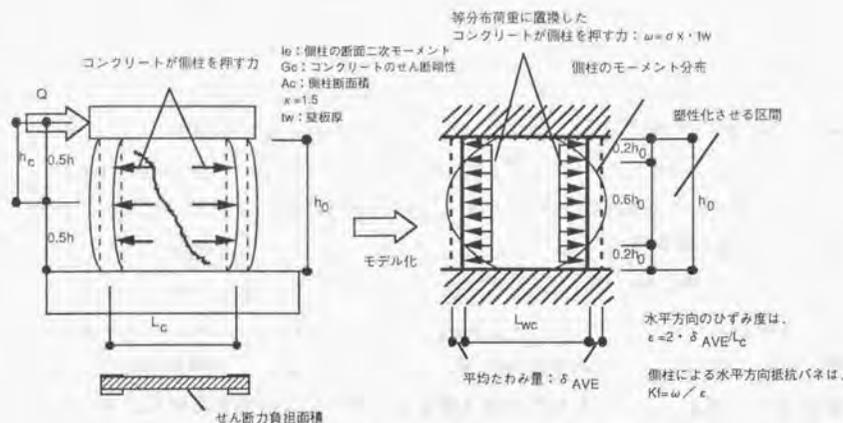


図5.4.2-2 側柱と梁による拘束効果の基本的概念

基本的には、せん断ひびわれ後に壁のコンクリートが側柱を押し出す力を等分布荷重とし、それに両端固定梁と考えた側柱が抵抗すると考えた。壁内横筋のひずみ度はどの高さ位置においても同じと仮定していることから、両端固定梁と仮定した側柱の平均たわみ量を算定することにした。この際、せん断ひびわれ後に壁のコンクリートが側柱を押し出す力を等分布荷重とし、引張側、圧縮側の両柱が同じ挙動をすると仮定した。引張側、圧縮側の両柱の平均たわみ量の和を両柱間の芯々間距離で除すことにより水平方向の平均ひずみ度が得られる。この平均ひずみ度と作用する等分布荷重の単位長さ当たりの力から、剛性が求まる。この剛性は、横筋比にそのヤング係数を乗じる横筋による水平方向の剛性と同じ立場におかれ、本評価手法ではこの二つの剛性を並列バネとし、せん断力によって生じる水平方向応力度に抵抗させることにした。以下に、同モデルの機構を式に展開する。

最初に側柱が弾性状態の場合を考える。

まず、図5.4.2-3のように側柱を等分布荷重を受ける両端固定梁にモデル化する。この両端固定梁のx点におけるモーメントは式(5.4.2-2)で求まり、そのモーメントによるx点のたわみ量(曲げ変形)は式(5.4.2-3)を2回積分し、固定端での回転角

とたわみ量が零という条件により、式(5.4.2-3)で表わされる。

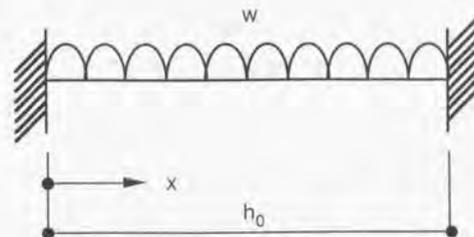


図5.4.2-3 等分布荷重を受ける両端固定梁にモデル化された側柱

$$M = \frac{w}{2} x^2 - \frac{w h_0}{2} x + \frac{w h_0^2}{12} \quad (5.4.2-2)$$

$$\delta_b = \frac{w}{24 E_c I_c} (x^4 - 2 h_0 x^3 + h_0^2 x^2) \quad (5.4.2-3)$$

ここに、w: 単位長さ当たりの荷重 (kgf/cm)

h0: 壁内法高さ

E<sub>c</sub>: コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

I<sub>e</sub>: 側柱の等価断面二次モーメント

そして、壁内法高さ間での平均たわみ量は、式(5.4.2-3)を積分してその高さで除すことにより求まる。式で表わせば式(5.4.2-4)となる。

$$\bar{\delta}_b = \frac{1}{h_0} \int_0^{h_0} \delta_b dx = \frac{w h_0^4}{720 E_c I_c} \quad (5.4.2-4)$$

この側柱の平均たわみ量は引張側と圧縮側の側柱で同じと仮定すると、水平の平均ひずみは式(5.4.2-5)で求められる。

$$\bar{\epsilon} = \frac{2 \bar{\delta}_b}{L_c} \quad (5.4.2-5)$$

ここに、 $L_c$ ：側柱芯々間距離

また、等分布荷重の単位長さ当たりの荷重は、水平方向応力度に壁板厚を乗じた式(5.4.2-6)で表わされ、この水平方向応力度をひずみ度で除すことにより、側柱と梁による水平方向の抵抗バネの剛性が算定される。式で表わせば式(5.4.2-7)となる。

$$w = \sigma_x t_w \quad (5.4.2-6)$$

$$K_{rl} = \frac{360 E_c I_c L_c}{t_w h_o^4} \quad (5.4.2-7)$$

ここに、 $t_w$ ：壁板厚

$\sigma_x$ ：水平方向応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

以上に側柱の曲げ弾性剛性に基づく、側柱と梁による水平方向の抵抗バネの剛性算定方法を示した。側柱のせいが比較的大きく、壁内法高さが低い場合には側柱のせん断変形の影響を無視できない場合もある。そこで、次に側柱のせん断剛性による水平方向の抵抗バネを検討することにした。

図5.4.2-3のx点におけるせん断力は式(5.4.2-8)で、せん断剛性によるたわみ量は式(5.4.2-9)で表わせる。

$$Q = \frac{w h_o}{2} - w x \quad (5.4.2-8)$$

$$\delta_s = \frac{K}{A_c G_c} \left( \frac{w h_o}{2} x - \frac{w}{2} x^2 \right) \quad (5.4.2-9)$$

ここに、 $A_c$ ：側柱の断面積

$G_c$ ：コンクリートのせん断剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$K$ ：せん断に対する形状係数

そして、曲げ剛性による場合と同様に壁内法高さ間での平均たわみ量は、式(5.4.2-9)を積分してその高さで除すことにより求まる。式で表わせば式(5.4.2-10)

となる。また、これによる水平抵抗バネの剛性も曲げの場合と同様に導くと式(5.4.2-11)となる。

$$\bar{\delta}_k = \frac{1}{h_o} \int_0^{h_o} \delta_s dx = \frac{w K h_o^2}{12 A_c G_c} \quad (5.4.2-10)$$

$$K_{st} = \frac{6 A_c G_c L_c}{K_s t_w h_o^2} \quad (5.4.2-11)$$

側柱にひびわれが生じると、当然のことながら、これによる水平方向抵抗バネの剛性も低下する。側柱に生じるひびわれは大局的には曲げとせん断ひびわれであるが、柱のせん断ひびわれ後の剛性を考慮すると、評価手法が非常に複雑になることから、本評価手法では、側柱の曲げひびわれのみによる水平方向抵抗バネの剛性低下を考慮する。ただし、壁全体の転倒モーメントによって生じる引張側柱脚部に生じる曲げひびわれによる水平方向抵抗バネの剛性低下は考慮しない。これは、水平方向の抵抗機構によって生じる引張側柱脚部のモーメントが転倒モーメントと逆向きであり、水平方向の抵抗機構によって生じる側柱脚部のモーメントに対しては、壁板部分も引張に抵抗するため、転倒モーメントによって側柱脚部に曲げひびわれが生じても、水平方向の抵抗機構に対する側柱脚部の固定度の低下は比較的小さいと判断したためである。よって、水平方向の抵抗機構によって生じる引張側柱のモーメントと転倒モーメントの向きが一致する中腹位置での曲げひびわれによる水平方向抵抗バネの剛性低下のみを考慮することにした。

側柱の中腹位置の曲げひびわれの判定は、壁内法高さ中央で行い、曲げひびわれが生じると判定された場合には、水平方向の抵抗機構によって生じるモーメントの反曲点位置間(図5.4.2-2 側柱と梁による拘束効果の基本的概念の0.6 $h_o$ の区間)の側柱のコンクリート負担引張応力度を無視する。また、計算を容易にするため、この判定は引張側柱において行い、引張側柱の曲げひびわれ判定時には圧縮側柱にも曲げひびわれが生じると仮定する。

以下に、引張側柱の中腹位置の曲げひびわれの判定方法を示す。

曲げひびわれを生じさせるモーメントとして、壁内法高さ中央位置での転倒モーメントと水平方向の抵抗機構によって生じるモーメントを考慮し、それらのモーメントによって、引張側柱の引張縁がコンクリートの引張強度に達した時に曲げひびわれが発生すると仮定する。水平方向の抵抗機構によって生じるモーメントは式(5.4.2-12)、

壁内法高さ中央位置での転倒モーメントは式(5.4.2-13)、そしてこれらモーメントによって生じる引張側柱の引張縁の応力度は式(5.4.2-14)で表わされ、曲げひびわれが生じる時は、式(5.4.2-15)を満たした時とする。

$$M_h = \frac{1}{24} K_{fl} \epsilon_x l_w h_0^2 \quad (5.4.2-12)$$

$$M_O = Q \left( h - \frac{h_0}{2} \right) \quad (5.4.2-13)$$

$$\sigma_t = \frac{M_h}{Z_{ec}} + \frac{M_O}{Z_{ew}} + \sigma_{0y} \quad (5.4.2-14)$$

$$\sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_B} \quad (5.4.2-15)$$

ここに、 $K_{fl}$ ：側柱と梁による水平方向抵抗機構の弾性剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\epsilon_x$ ：水平方向のひずみ度

$Z_{ec}$ ：側柱の等価断面係数

$Z_{ew}$ ：壁全体の等価断面係数

$\sigma_{0y}$ ：軸方向応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$ ：コンクリート軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

次に、側柱中腹位置に曲げひびわれが生じた後の側柱の曲げ剛性に立脚した側柱と梁による水平方向抵抗機構の剛性算定式を誘導する。

曲げひびわれ後の側柱の曲げ剛性は以下のように求める。まず、計算を容易にするために、図5.4.2-4のように側柱の引張側主筋は全主筋量の半分とし、それが引張縁から0.2Dc (Dc：側柱せい) に位置すると仮定する。

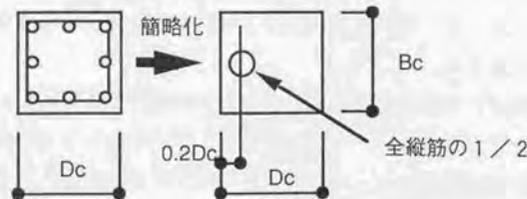


図5.4.2-4 側柱断面の簡略化

この場合の中立軸は平面保持を仮定すると式(5.4.2-16)より求まる。よって、曲げひびわれ後のモーメントと曲率の関係、すなわち曲げ剛性は式(5.4.2-17)より算定される。

$$x_n = \frac{-a_t E_{sc} + \sqrt{a_t^2 E_{sc}^2 + 1.6 B_c D_c a_t E_{sc} E_c}}{E_c B_c} \quad (5.4.2-16)$$

$$k_{be2} = (0.8 D_c - x_n) \left( 0.8 D_c - \frac{x_n}{3} \right) a_t E_{sc} \quad (5.4.2-17)$$

ここに、 $a_t$ ：側柱全主筋の半分の断面積

$E_{sc}$ ：側柱主筋のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$B_c$ ：側柱の幅

$D_c$ ：側柱のせい

この側柱のひびわれ後の曲げ剛性を中腹の0.6h<sub>0</sub>の区間に、両端部の0.2h<sub>0</sub>の区間に曲げ弾性剛性を適用して、曲げひびわれ後の側柱と梁による水平方向抵抗機構の剛性を算定する。この場合の端部の固定端モーメントは、式(5.4.2-18)より得られる。

$$C = \frac{w h_0^2 \left( \frac{13}{150 k_{be1}} + \frac{33}{100 k_{be2}} \right)}{\frac{2}{k_{be1}} + \frac{3}{k_{be2}}} \quad (5.4.2-18)$$

ここに、 $w$ ：等分布荷重 (式(5.4.2-6))

$k_{be1}$ ：側柱の曲げ弾性剛性 (kgf · cm<sup>2</sup>)

$k_{be2}$ ：側柱の曲げひびわれ後の曲げ剛性 (kgf · cm<sup>2</sup>)

そして、 $x$ 点でのたわみは弾性的の場合と同様に $x$ 点でのモーメントを2回積分した式(5.4.2-19)によって得られる。

$$0 \leq x \leq 0.2 h_0 \quad \delta_{b2} = \frac{1}{k_{be1}} \left( \frac{w}{24} x^4 - \frac{w h_0}{12} x^3 + \frac{C}{2} x^2 \right) \quad (5.4.2-19)$$

$$0.2 h_0 \leq x \leq 0.5 h_0 \quad \delta_{b2} = \frac{1}{k_{be2}} \left( \frac{w}{24} x^4 - \frac{w h_0}{12} x^3 + \frac{C}{2} x^2 - c_1 x - c_2 \right)$$

$$c_1 = \left( \frac{1}{k_{be1}} - \frac{1}{k_{be2}} \right) \left( \frac{13 w h_0^3}{1500} - \frac{C h_0}{5} \right) k_{be2}$$

$$e_2 = \left( \frac{1}{k_{bc1}} - \frac{1}{k_{bc2}} \right) \left( -\frac{17 w h_0^4}{15000} + \frac{C_d h_0^2}{50} \right) k_{bc2}$$

平均たわみ量も弾性の場合と同様に求めると式 (5.4.2-20) となる。

$$\bar{\delta}_{b2} = \left( \frac{1}{k_{bc1}} - \frac{1}{k_{bc2}} \right) \left( -\frac{23 w h_0^4}{375000} + \frac{C_d h_0^2}{375} \right) + \frac{1}{k_{bc2}} \left( -\frac{w h_0^4}{480} + \frac{C_d h_0^2}{24} - \frac{21 e_1 h_0}{100} - \frac{3 e_2}{5} \right) \quad (5.4.2-20)$$

平均たわみ量を単位長さ当たりの荷重wで除し、式 (5.4.2-5)、(5.4.2-6) を用いると曲げひびわれ後の側柱の曲げ剛性に立脚した水平方向の剛性を評価する式 (5.4.2-21) が導かれる。

$$K_{r2} = \frac{1}{2} \frac{L_c}{t_w t_0} \quad (5.4.2-21)$$

$$\alpha = \left( \frac{1}{k_{bc1}} - \frac{1}{k_{bc2}} \right) \left( -\frac{23 h_0^4}{375000} + \frac{C_d h_0^2}{375} \right) + \frac{1}{k_{bc2}} \left( -\frac{h_0^4}{480} + \frac{C_d h_0^2}{24} - \frac{21 e_1 h_0}{100} - \frac{3 e_2}{5} \right)$$

$$C_d = \frac{h_0^2 \left( \frac{13}{150 k_{bc1}} + \frac{33}{100 k_{bc2}} \right)}{\frac{2}{k_{bc1}} + \frac{3}{k_{bc2}}}$$

$$e_{1d} = \left( \frac{1}{k_{bc1}} - \frac{1}{k_{bc2}} \right) \left( \frac{13 h_0^3}{1500} - \frac{C_d h_0}{5} \right) k_{bc2}$$

$$e_{2d} = \left( \frac{1}{k_{bc1}} - \frac{1}{k_{bc2}} \right) \left( -\frac{17 h_0^4}{15000} + \frac{C_d h_0^2}{50} \right) k_{bc2}$$

以上のように導かれた側柱の曲げ剛性とせん断剛性による水平方向抵抗機構のバネを直列バネとし、式 (5.4.2-22) のように一本の水平方向抵抗機構のバネが導かれる。

$$K_h = \frac{1}{\frac{1}{K_{11 \text{ or } 12}} + \frac{1}{K_s}} \quad (5.4.2-22)$$

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断抵抗機構の水平抵抗バネは、上述した側柱と梁による水平抵抗バネと横筋によるバネの並列バネとして評価することとする。これを式で表わせば、式 (5.4.2-23) となる。

$$K_x = K_h + p_x E_s \quad (5.4.2-23)$$

この水平抵抗バネを考慮した本評価手法を勝俣・萩尾らの実験に適用した結果、得られたせん断力～水平方向平均ひずみの関係を実験結果と比較して図5.4.2-5に示す。図中には図5.4.2-1に示した水平抵抗バネを横筋のみとした場合も併せて示した。

図をみると、本評価手法によるせん断力～水平方向平均ひずみは壁内法高さの平均的なひずみであることから、実験の壁内法高さ中央位置でのせん断力～水平方向平均ひずみに比べるとやや剛性を大きく評価しているが、良く実験結果の傾向を表わしており、この水平方向抵抗バネの評価手法が有効であることが伺える。これに比べ、横筋のみの剛性では全く実情と対応していない。

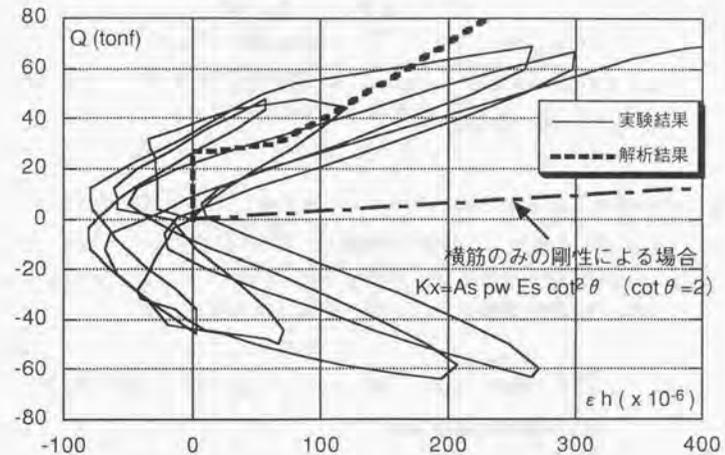


図5.4.2-5 せん断力～水平方向平均ひずみの比較 (RC試験体)

ここで、純せん断状態の鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価において定めたテンションステイフニング特性、主圧縮方向角度、主圧縮方向のコンクリートの圧縮特性、及びせん断ひずみ度算定手法の曲げせん断状態の耐震壁への適用方法についてまとめておく。

テンションステイフニング特性に関しては、周囲の剛性よりもコンクリートと鉄筋

の付着の影響の方が大きいと判断し、純せん断状態の式をそのまま適用することにした。その式を式(5.4.2-24)に示す。

$$\sigma_1 = r_m \sigma_{cr} \frac{E_c d}{E_c} \quad (5.4.2-24)$$

$$r_m = 0.69 - 0.014 \sigma_B \frac{p_x + p_y}{2}$$

ここに、 $\sigma_1$ : ひびわれ後のコンクリートの負担引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{cr}$ : コンクリートの引張強度 (=  $\sqrt{\sigma_B}$ ) (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $E_c$ : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $E_{cd}$ : 主圧縮方向のコンクリートの接線剛性 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $m$ : ひびわれ直後のコンクリート負担引張応力度の引張強度に対する比  
 $p_y, p_x$ : 縦横の鉄筋比

せん断ひずみ度の算定手法に関しては、ここでの検討結果を反映させ、水平方向剛性には式(5.4.2-23)を適用し、鉛直方向剛性には壁内縦筋に加えて側柱主筋も考慮する。この場合のせん断ひずみ度算定式を式(5.4.2-25) ~ (5.4.2-35)に示す。

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{2 \tau_{xy}}{\sin 2\theta} \quad (5.4.2-25)$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta \quad (5.4.2-26)$$

$$\sigma_x = \sigma_1 + \sigma_2 - \sigma_y \quad (5.4.2-27)$$

$$\epsilon_2 = -\lambda \epsilon_B \left[ 1.0 - \left( 1.0 + \frac{\sigma_2}{\lambda \sigma_B} \right)^{\frac{1}{\lambda}} \right] \quad (5.4.2-28)$$

$$A = \frac{E_c \epsilon_B}{\sigma_B}$$

$$\epsilon_x = -\frac{\sigma_x - \sigma_{x0}}{K_x} \quad (5.4.2-29)$$

$$\epsilon_y = -\frac{\sigma_y - \sigma_{y0}}{K_y} \quad (5.4.2-30)$$

$$K_y = p_y E_{Sy} + 2 p_{vy} E_{Scv} \frac{B_c D_c}{L_w t_w} \quad (5.4.2-31)$$

$$\gamma_2 = -\frac{\epsilon_2}{\cos \theta \sin \theta} \quad (5.4.2-32)$$

$$\gamma_y = \frac{\epsilon_y}{\tan \theta} \quad (5.4.2-33)$$

$$\gamma_x = \epsilon_x \tan \theta \quad (5.4.2-34)$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_2 + \gamma_x + \gamma_y \quad (5.4.2-35)$$

ここに、 $\sigma_2$ : 主圧縮方向応力度 (最小主応力度) (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_1$ : 最大主応力度 (主引張方向応力度) (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\tau_{xy}$ : 縦及び横方向のせん断応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_y$ : 縦方向応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_x$ : 横方向応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\theta$ : 主圧縮方向角度 (縦軸より時計と反対回り)  
 $\lambda$ : コンクリート圧縮強度の低減率 (式(3.7-4)による)  
 $\epsilon_2$ : 主圧縮方向ひずみ度 (最小主ひずみ度)  
 $\epsilon_y$ : 縦方向ひずみ度  
 $\epsilon_x$ : 横方向ひずみ度  
 $\sigma_{y0}$ : 縦方向載荷軸応力度 (純せん断の場合は零) (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{x0}$ : 横方向載荷軸応力度 (純せん断の場合は零) (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $p_y, p_x$ : 縦横筋の鉄筋比  
 $E_{Sy}, E_{Sx}$ : 縦横筋のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $E_c$ : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$ : コンクリートの一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon_B$ : コンクリートの一軸圧縮強度時ひずみ度

式(5.4.2-29)と式(5.4.2-30)において、軸方向応力度がせん断によって生じる縦横方向の応力度よりも小さい場合(絶対値が大きい場合)には、縦横方法のひずみ度は負となり、これに起因してひびわれ時等応力を再分配する際、せん断ひずみ度が前ステップの時よりも小さくなる可能性がある。この場合には、縦横方向のひずみ度は前ステップの値を用いることにする。

水平方向と鉛直方向の剛性を上記の様に定めたことにより、主圧縮方向角度の算定

式は式(5.4.2-36)で表わされる。

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y}\right) \cos^4 \theta - 2 \left(\frac{1}{K_x} + \frac{1}{K_y}\right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_x} + \frac{1}{K_y} = 0 \quad (5.4.2-36)$$

最後に、主圧縮方向のコンクリート圧縮特性についてである。純せん断状態においては、主引張方向の剛性を考慮してコンクリート圧縮強度の低減率を評価した(式(3.7-4))。コンクリート圧縮強度低減率は、鉄筋とコンクリートとの付着特性の観点から鉄筋の存在により低下するが、鉄筋により主引張方向ひずみ度の進展が抑制され、低減率が增大することも考えられる。本評価手法では後者の主引張方向ひずみ度の進展抑制に着目し、曲げせん断状態においては、低減率評価時の主引張方向剛性算定時に、本章で定めた水平、鉛直方向の剛性を考慮することにした。これを式で表わせば、式(5.4.2-37)、(5.4.2-38)となる。

$$\lambda = 0.72 \cdot \frac{\sigma_n}{11.9 \sqrt{K_D}} \quad (K_D \geq 48000 \text{ kgf/cm}^2) \quad (5.4.2-37)$$

$$K_D = \frac{K_x K_y}{K_x \cos^2 \theta + K_y \sin^2 \theta} \quad (5.4.2-38)$$

ここでの検討結果をまとめると以下のようになる。

1. せん断ひびわれ後のせん断に対する水平方向の抵抗機構は、壁横筋と側柱梁によるフレームであり、壁横筋のみでは水平方向のひずみ度を過大評価する。この傾向はシアスパン比が小さくなるほど顕著となる。
2. 本評価手法では、壁の水平方向のひずみは壁内法高さ間において均一であると仮定し、側柱と梁による水平方向の抵抗機構を梁を剛、側柱のみが変形するとして側柱と梁による水平方向の抵抗バネの剛性算定手法を導いた。これは、側柱の中腹位置での曲げひびわれ発生による剛性低下も考慮しており、本評価手法では、水平方向の抵抗バネをこのバネと壁横筋によるバネの並列バネとして評価することにした。この評価手法を既往の実験結果に適用した結果、せん断力～水平方向平均ひずみの関係は実験結果とはほぼ対応しており、同評価手法が有効であることが分かった。

#### 5.4.3 曲げモーメントのせん断変形への影響の評価手法

日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の耐震壁のせん断終局強度算定式は、曲げ降伏後にはコンクリート有効圧縮強度をさらに低下させ、曲げの影響をせん断終局強度に反映させている。この影響は強度だけではなく変形にも表われ、それに関しては、「5.4.1 せん断ひびわれ後のせん断変形の影響因子」の項に示した。

本評価手法では、せん断変形に対する曲げの影響として以下の2項目を仮定し、考慮することにした。

1. 曲げの影響によりコンクリート圧縮ストラットの圧縮強度がさらに低下する。
2. 曲げ降伏後のせん断剛性の低下を、引張降伏した主筋をせん断抵抗機構の鉛直方向バネから省くことにより表現する。

ここでは、耐震壁脚部でのせん断力と曲げモーメントの釣り合いを確保する手法を検討し、上述の曲げモーメントのせん断変形に及ぼす影響の評価手法を考案する。

基本的に耐震壁内部では、せん断により、引張側柱、圧縮側柱の主筋及び壁縦筋は均一に鉛直方向に伸び、曲げによって、引張側のひずみが増大し、圧縮側のひずみが減少すると仮定する。また、せん断のみが作用する場合には、壁全域が純せん断状態の平板同様にコンクリートが斜め圧縮力に抵抗しており、これが曲げの影響によって引張側はコンクリートが抵抗できなくなり、圧縮側に斜め圧縮力が偏在してくると仮定する。

上述した仮定に基づき考案した耐震壁脚部でのせん断力と曲げモーメントの釣り合いを確保するモデルの基本形を図5.4.3-1に示す。

側柱主筋を1本にまとめ、壁内縦筋を3本で表わすこととした。コンクリート圧縮ストラットはその幅を表現できないが、ストラットの引張側端は加力梁下端の引張側端部から、トラス剛性を最大とする時の角度(主圧縮方向角度)で圧縮側壁脚部に向かって降ろすことにより表わした。これによる壁脚部での鉛直方向圧縮領域は曲げに対する圧縮領域と同じとし、この領域のコンクリートの圧縮応力度分布は既往の終局強度を算定するマクロモデル(例えば、白石・狩野モデル<sup>5-5)</sup>)と同様に均一とすることにした。

壁脚部の縦筋のひずみ度分布は、まず、せん断によって均一に引っ張られ、曲げに

より引張側のひずみ度が増大し、圧縮側のひずみ度が減少する。この時、基本形では圧縮ストラットの引張側端において、ひずみ分布の勾配が変化する一折れ線で表現する。

また、軸方向力に関しては、せん断力負担面積を壁全長に壁板厚を乗じた値として、全水平断面積に対し均一な軸方向応力度をせん断の計算に用いていることから、実際に作用する軸方向力とは、全水平断面積とせん断力負担面積の差の分だけ異なる。この差分の軸方向力は圧縮側柱に作用させることにした。

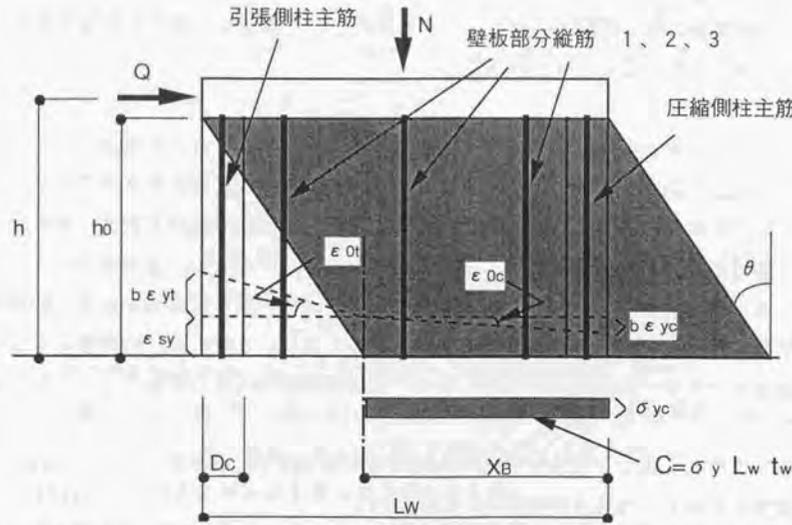


図5.4.3-1 曲げとせん断の釣り合いを考慮したモデルの基本形

このモデルを式で表わすと以下の様になる。例として、コンクリート圧縮領域引張側端が図5.4.3-1のように、壁縦筋の引張側から1番目と2番目の間にある場合を示す。壁脚部における断面力の釣り合いは式(5.4.3-1)で表わされ、壁脚部での外力モーメントと内力モーメントの釣り合いは式(5.4.3-2)となる。これらの釣り合いには、「5.4.2 側柱、梁による拘束効果の評価」で示した水平抵抗機構によって生じる鉛直方向の断面力、モーメントは無視する。

$$T_{C1} + T_{W1} + T_{W2} + T_{W3} + T_{C2} + C_S + C_N = N \quad (5.4.3-1)$$

$$M = Qh = T_{C1} y_{Te1} + T_{W1} y_{Tw1} + T_{W2} y_{Tw2} + T_{W3} y_{Tw3} + T_{C2} y_{Te2} + C_S y_{cS} + C_N y_{cN} - N y_N \quad (5.4.3-2)$$

$$T_{C1} = [\epsilon_{sy} + \epsilon_{ot} (L_w - x_B - \frac{D_c}{2})] p_{cv} B_c D_c \leq p_{cv} \sigma_{cvy} B_c D_c$$

$$T_{W1} = [\epsilon_{sy} + \epsilon_{ot} (L_w - x_B - D_c - \frac{1}{6} L_0)] \frac{p_y L_0 t_w}{3} \leq \frac{p_y \sigma_{sy} L_0 t_w}{3}$$

$$T_{W2} = [\epsilon_{sy} + \epsilon_{ot} (L_w - x_B - D_c - \frac{1}{2} L_0)] \frac{p_y L_0 t_w}{3} \leq \frac{p_y \sigma_{sy} L_0 t_w}{3}$$

$$T_{W3} = [\epsilon_{sy} + \epsilon_{ot} (x_B - D_c - \frac{1}{6} L_0)] \frac{p_y L_0 t_w}{3} \leq \frac{p_y \sigma_{sy} L_0 t_w}{3}$$

$$T_{C2} = [\epsilon_{sy} + \epsilon_{oc} (x_B - \frac{D_c}{2})] p_{cv} B_c D_c \leq p_{cv} \sigma_{cvy} B_c D_c$$

$$C_S = \sigma_y L_w t_w \leq \sigma_B L_w t_w$$

$$C_N = 2 \sigma_{y0} (B_c - t_w) D_c$$

$$y_{Te1} = L_w - \frac{D_c}{2}$$

$$y_{Tw1} = L_w - D_c - \frac{1}{6} L_0$$

$$y_{Tw2} = L_w - D_c - \frac{1}{2} L_0$$

$$y_{Tw3} = L_w - D_c - \frac{5}{6} L_0$$

$$y_{Te2} = \frac{D_c}{2}$$

$$y_{cS} = \frac{x_B^2 t_w + (B_c - t_w) D_c^2}{2 [x_B t_w + (B_c - t_w) D_c]}$$

$$y_{cN} = \frac{D_c}{2}$$

$$y_N = \frac{L_w}{2}$$

ここに、 $\epsilon_{sy}$  : せん断による鉛直方向ひずみ度  
 $\epsilon_{ot}$  : 曲げによる引張側の単位ひずみ度

$\varepsilon_{oc}$  : 曲げによる圧縮側の単位ひずみ度  
 $L_w$  : 壁全長  
 $L_0$  : 壁内法長さ  
 $t_w$  : 壁板厚  
 $B_c$  : 側柱幅  
 $D_c$  : 側柱せい  
 $x_B$  : コンクリート圧縮領域の圧縮縁からの距離  
 $p_{ev}$  : 側柱全主筋比  
 $p_y$  : 壁縦筋比  
 $\sigma_{evy}$  : 側柱主筋降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sy}$  : 壁縦筋降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$  : コンクリート一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{y0}$  : 鉛直方向軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $N$  : 鉛直方向軸力 (kgf)

式(5.4.3-1)と式(5.4.3-2)より引張側と圧縮側の単位ひずみ度 $\varepsilon_{ot}$ と $\varepsilon_{oc}$ が求められる。各鉄筋が降伏した場合には、その鉄筋の降伏強度を用いて算定する。そして、せん断の釣り合いからは、降伏した鉄筋はせん断抵抗機構に寄与しないと仮定し、せん断の鉛直方向剛性から省くことにする。これによって、曲げ降伏後のせん断の剛性低下が表現できるものと思われる。

また、圧縮ストラットの圧縮強度は曲げの抵抗によってさらに生じる斜め方向の応力度分低下させる。この際、圧縮側柱の断面積が大きくなるほど、圧縮強度の低下割合を緩和させるようにした。この低減率を式で表わせば式(5.4.3-3)となり、これによって、曲げの影響によりコンクリートの有効圧縮強度が低下する傾向を表現できるものと思われる。

$$\lambda_d = \frac{\lambda \sigma_B - (\sigma_y - \sigma_{yc}) \cos^2 \theta}{\sigma_B} \quad (5.4.3-3)$$

$$\sigma_{yc} = \frac{C_s}{\{x_B t_w + (D_c - t_w) B_c\}}$$

このコンクリート圧縮強度低減率を乗じた有効圧縮強度を仮定した圧縮領域の平均

圧縮応力度に適用し、コンクリート圧壊の判定を行う。この際、低減率( $\lambda$ )は応力場が一樣である平板の純せん断実験結果から定めたものであり、それを実際には応力場が一樣とならない耐震壁脚部の圧縮領域に適用するのは、問題があるように思われる。しかし、以下の検討結果から、解析精度はやや希薄になる可能性があるが、ほぼ妥当な評価ができると判断した。

Nielsen<sup>5-18)</sup>はT型梁の曲げせん断実験を行い、コンクリート圧縮ストラット内の応力場が一樣であると仮定して導いた終局強度算定式(5.4.3-4)と実験より得られた最大耐力を比較することにより、コンクリート圧縮強度低減係数の平均と下限を評価する式として式(5.4.3-5)と式(5.4.3-6)を得た。この下限を表わす式は、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」<sup>5-10)</sup>の柱、梁、耐震壁のせん断終局強度算定式に採用されている。

$$\frac{\tau}{\lambda \sigma_B} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2} - \frac{a}{h} \right] + \psi \frac{a}{h} \quad (5.4.3-4)$$

$$\psi = \frac{r \sigma_{wy}}{\lambda \sigma_B}$$

$$\tau = \frac{Q}{b h}$$

$$\lambda = 0.8 - \frac{\sigma_n}{2000} \quad (5.4.3-5)$$

$$\lambda = 0.7 - \frac{\sigma_n}{2000} \quad (5.4.3-6)$$

ここに、  
 a : 加力点から支点までの距離  
 h : 梁の有効せい(圧縮端から引張主筋までの距離)  
 b : 梁幅  
 r : せん断補強筋比  
 $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度  
 $\sigma_B$  : コンクリート一軸圧縮強度

一方、長沼<sup>5-19)</sup>は平板の純せん断実験から式(5.4.3-6)を導いた。この式は本評価手法の低減係数を評価する式(5.4.3-7)を導く上で参考とした式であり、基本的に両者は類似しており、本評価手法において $K_D=48000 \text{ kgf/cm}^2$ とした場合、

長沼の提案式とほぼ一致する。

$$\lambda = 0.74 - \frac{\sigma_B}{2600} \quad (5.4.3-6)$$

$$\lambda = 0.72 - \frac{\sigma_B}{11.9 \sqrt{K_D}} \quad (K_D \geq 48000 \text{ kgf/cm}^2) \quad (5.4.3-7)$$

コンクリート圧縮強度低減係数に関して、NielsenのT型梁の実験結果とその評価式、山口ら<sup>5-20</sup>、角ら<sup>5-21</sup>、Collinsら<sup>5-22</sup>の平板の実験結果と長沼の評価式を図5.4.3-2に示す。図中には、Nielsenの式を用いて求めた既往実験の矩型梁<sup>5-23, 24</sup>のコンクリート圧縮強度低減係数も示した。

応力場が一樣でないNielsen、矩型梁の実験結果と応力場が一樣である山口、角、Collinsらの実験結果はほぼ同様な傾向を示しており、Nielsenと長沼の評価式はほぼ一致している。矩型梁のコンクリート圧縮強度低減係数はややばらつきが大きい、これはNielsenの式がせん断補強筋の負担するせん断応力度算定時のコンクリート圧縮ストラットの角度をコンクリート負担算定時と同じ形状から定めていることに起因していると思われる。

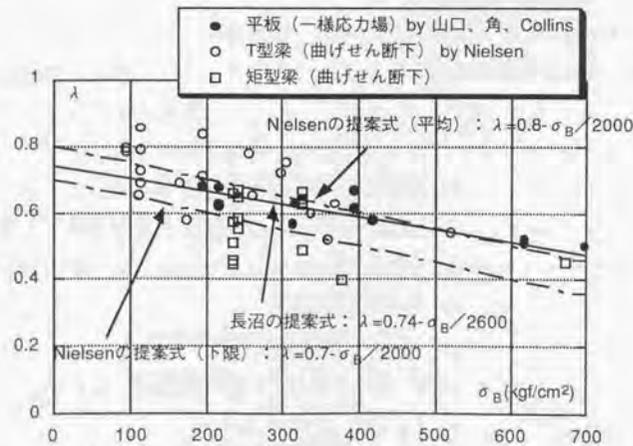


図5.4.3-2 応力場が一樣である場合とそうでない場合のコンクリート一軸圧縮強度低減係数 ( $\lambda$ ) の比較

モデルの基本形において、引張側柱から圧縮ストラット引張側端までの縦筋が降伏すると、曲げの釣り合いが確保できなくなる。そこで、モデルの基本形において釣り合いが確保できなくなった場合には、縦筋ひずみ度分布の折れ点を省き、一つの直線で引張側から圧縮側までの縦筋ひずみ度分布を表わすことにした。この場合には、曲げによる単位ひずみ度  $\epsilon_0$  と曲げによる増分ひずみ度が零になる位置  $x_s$  を求めれば良い。図5.4.3-1において、引張側柱主筋と壁板部分縦筋1が降伏した場合には図5.4.3-3のようになる。このようなひずみ度分布を仮定しても曲げの釣り合いが確保できなくなった場合には、その時点を終局とすることにした。この点に関しては、モデルの再考の余地があるものと思われる。

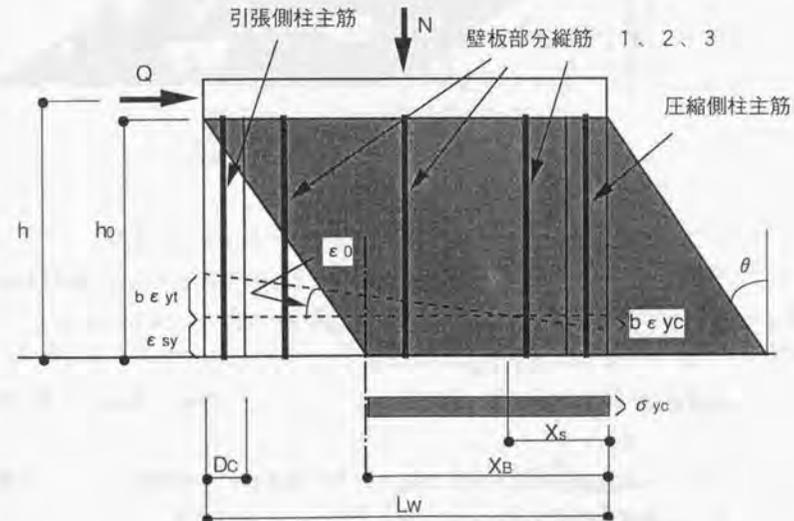
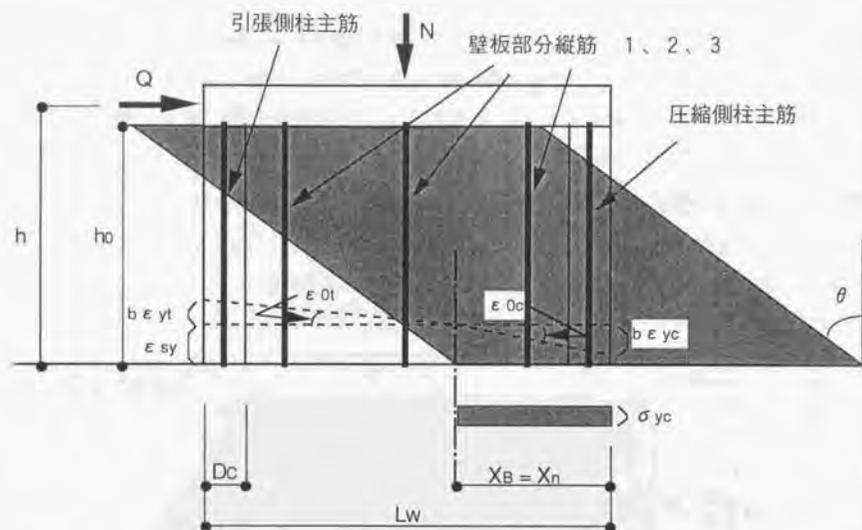


図5.4.3-3 縦筋の降伏が進展した場合のモデル

また、本評価手法では、主圧縮方向角度はトラス剛性が最大となる時の角度を用いており、比較的シアスパン比が大きく、側柱せいがかなり大きい場合には主圧縮方向角度が水平に近くなり、圧縮ストラットの引張側端が壁脚部において圧縮側柱の圧縮縁からはみ出すことが考えられる。ここでは、便宜的に制限を設けることにした。す

なわち、圧縮ストラットの引張側端は鉄筋降伏前の平面保持仮定より求められる中立軸 ( $x_n$ : 圧縮線からの距離) よりも圧縮側に寄らないと仮定した。この場合の状況を図で示せば、図5.4.3-4のようになる。



$X_n$ : 平面保持仮定による中立軸位置 (圧縮線からの距離)

図5.4.3-4 コンクリート圧縮領域引張側端が圧縮線からはみ出した場合のモデル

以上、せん断変形への曲げの影響の評価手法を述べた。ここでの検討内容をまとめると以下のようになる。

1. 曲げ降伏後にせん断剛性が低下する傾向を、曲げの影響により引張降伏した縦筋をせん断抵抗機構の鉛直方向バネから省くことにより表現する。
2. 曲げ降伏後にコンクリートの有効圧縮強度がさらに低下する傾向を、壁脚部での曲げにより生じる鉛直方向の圧縮応力度を考慮し、圧縮ストラット (主圧縮方向) のコンクリート圧縮強度低減率をさらに低減することにした。
3. 縦筋の引張降伏の判定、曲げにより生じる鉛直方向の圧縮応力度を評価するために、壁脚部において曲げモーメントとせん断力の釣り合いを確保するモデルを考案した。

## 5.5 曲げひびわれ後の曲げ変形の評価手法

前項「5.4 せん断ひびわれ後のせん断変形の評価手法」に示した手法により、側柱と梁による拘束効果と曲げの影響を反映させたせん断変形が求まる。鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性において支配的となる他の変形成分として、曲げ変形がある。ここでは、この曲げ変形評価手法を示す。

基本的に、曲げ変形は曲率を積分することにより算定する。壁脚部の曲率は前項に示した曲げモーメントとせん断力の釣り合いを確保するモデルから算定する。

前項に示した壁脚部でのひずみ度分布は平面を保持していないが、基本的に曲げ変形を生じさせる曲率は、引張線と圧縮線のマクロ的なひずみによって評価することにした。この考え方に基づき式 (5.5-1) により、耐震壁脚部での曲率を求める。

$$\phi_b = \frac{b\epsilon_{yt} - b\epsilon_{yc}}{L_w} \quad (5.5-1)$$

ここに、 $b\epsilon_{yt}$ : 壁脚部での引張線の鉛直方向ひずみ度

$b\epsilon_{yc}$ : 壁脚部での圧縮線の鉛直方向ひずみ度

$L_w$ : 耐震壁全長

そして、耐震壁の鉛直方向の曲率分布を図5.5.1のように、曲げ降伏前は曲げひびわれ時曲率を、曲げ降伏後はさらに曲げ降伏時曲率を折れ点とする分布形状と仮定する。この曲げ降伏時曲率はその高さ位置での耐震壁内の応力度状態を考慮して算定するのが望ましいが、ここでは計算を簡略化するために、壁脚部で算定される降伏時曲率を用いることにした。

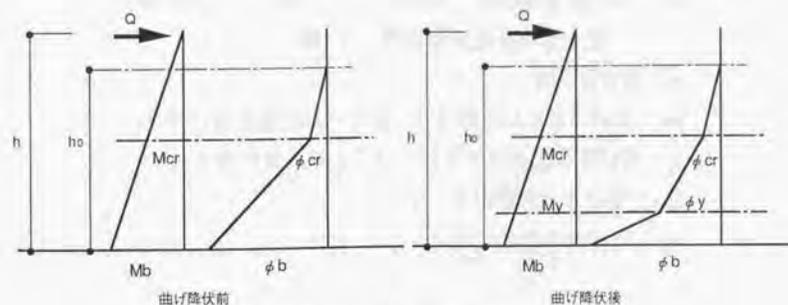


図5.5.1 耐震壁の曲率分布

せん断力作用位置での曲げ変形は、図5.5.1の曲率分布より下記に示した式で算定される。

曲げ降伏前：

$$\begin{aligned} \delta_b &= \delta_{b1} + \delta_{b2} & (5.5-2) \\ \delta_{b1} &= (\phi_b + \phi_{cr}) \frac{h - h_{cr}}{2} \left( \frac{2\phi_b + \phi_{cr}}{\phi_b + \phi_{cr}} \frac{h - h_{cr}}{3} + h_{cr} \right) \\ \delta_{b2} &= (\phi_{cr} + \phi_t) \frac{h_{cr} - (h - h_0)}{2} \left( \frac{2\phi_{cr} + \phi_t}{\phi_{cr} + \phi_t} \frac{h_{cr} - (h - h_0)}{3} + h - h_0 \right) \\ \phi_t &= \frac{M_t}{E_c I_c} = \frac{Q(h - h_0)}{E_c I_c} \\ h_{cr} &= \frac{M_{cr}}{Q} \end{aligned}$$

曲げ降伏後：

$$\begin{aligned} \delta_b &= \delta_{b1} + \delta_{b2} + \delta_{b3} & (5.5-3) \\ \delta_{b1} &= (\phi_b + \phi_y) \frac{h - h_y}{2} \left( \frac{2\phi_b + \phi_y}{\phi_b + \phi_y} \frac{h - h_y}{3} + h_y \right) \\ \delta_{b2} &= (\phi_y + \phi_{cr}) \frac{h_y - h_{cr}}{2} \left( \frac{2\phi_y + \phi_{cr}}{\phi_y + \phi_{cr}} \frac{h_y - h_{cr}}{3} + h_{cr} \right) \\ \delta_{b3} &= (\phi_{cr} + \phi_t) \frac{h_{cr} - (h - h_0)}{2} \left( \frac{2\phi_{cr} + \phi_t}{\phi_{cr} + \phi_t} \frac{h_{cr} - (h - h_0)}{3} + h - h_0 \right) \\ h_y &= \frac{M_y}{Q} \end{aligned}$$

- ここに、 $\phi_b$ ：壁脚部曲率（式（5.5-1）より算定される）  
 $\phi_{cr}$ ：曲げひびわれ時曲率  
 $\phi_y$ ：曲げ降伏時曲率（壁脚部の引張側柱主筋降伏時曲率）  
 $h$ ：せん断力作用位置の壁脚部からの高さ  
 $h_0$ ：壁内法高さ  
 $h_{cr}$ ：曲げひびわれ位置とせん断力作用位置の相対高さ  
 $h_y$ ：曲げ降伏位置とせん断力作用位置の相対高さ  
 $M_{cr}$ ：曲げひびわれ時モーメント  
 $M_y$ ：曲げ降伏時モーメント

## 5.6 復元力特性と終局強度の評価手法

5.4項でせん断変形、5.5項で曲げ変形の評価手法を示した。本評価手法では全体水平変位をこれらせん断変形と曲げ変形の和として評価する。あるせん断力に対する曲げ変形とせん断変形は一つのマクロモデルにより同時に算定される。

最後に、終局強度である。鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度は主圧縮方向である圧縮ストラットの圧縮応力度が曲げの影響を考慮し、さらに低減したコンクリートの圧縮強度に達した時、もしくは壁内横筋が降伏した時を原則とするが、耐震壁脚部において曲げの釣り合いが確保できなくなった場合も終局とすることにした。

これにより、弾性から終局に至るまでの鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価する手法が構築された。以降、本評価手法は鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価する「マクロモデル」と呼ぶことにする。本マクロモデルの算定フローを図5.6.1に示す。

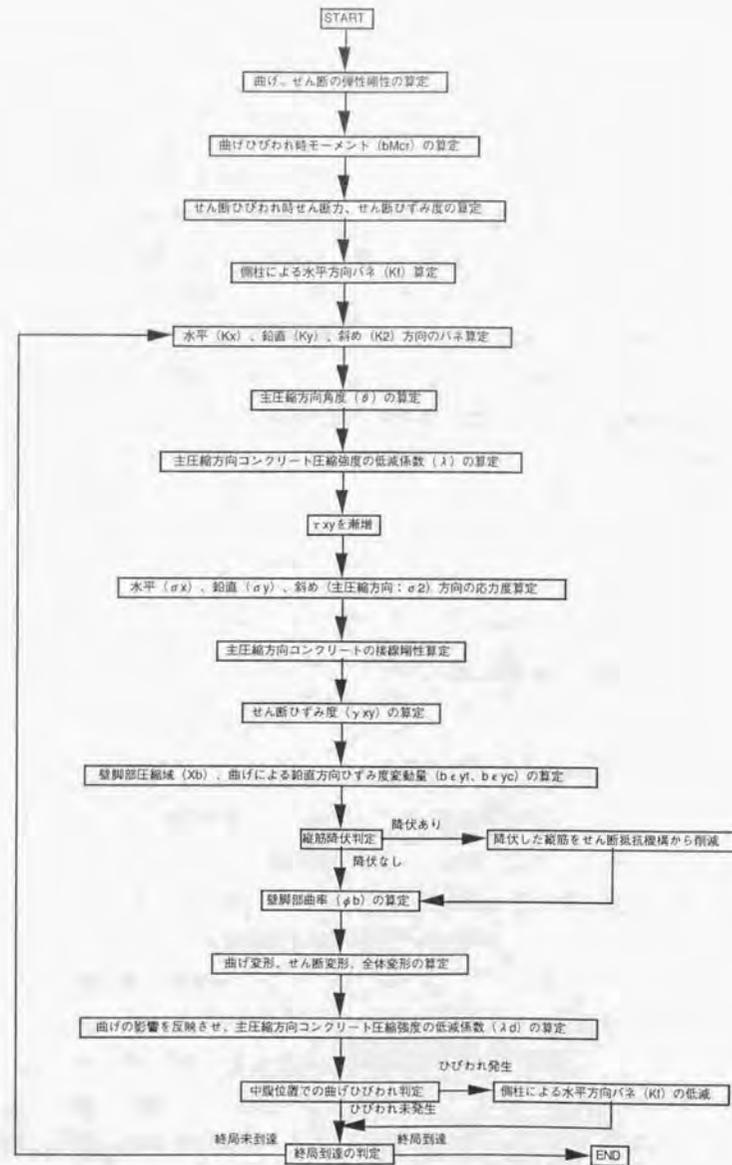


図5.6.1 本マクロモデルの算定フロー

## 5.7 FEM解析によるマクロモデルの仮定の検証

曲げせん断下耐震壁の復元力特性を評価するマクロモデルにおける種々の仮定の妥当性をFEM解析のパラメトリックスタディーより検証する。

### 1) 検証するマクロモデルの仮定

- a) 主圧縮方向角度
- b) 耐震壁のコンクリート圧壊の判定方法

一様応力場とならない曲げせん断下耐震壁に対し、平板の一様応力場の検討結果より定めた圧縮強度でコンクリート圧壊判定を行う手法の妥当性の検証。この検証には、マクロモデルで仮定している壁脚部での圧縮領域の大きさも関係する。

- c) 耐震壁のせん断ひびわれ後のせん断力負担面積

側柱外端距離に壁厚を乗じた値で一定としていることの検証

- d) 側柱による水平方向抵抗バネ

### 2) FEM解析の主な仮定条件

使用する解析プログラムは、(株)大林組が開発した「FINAL」である。表5.7.1に構成則と主な仮定条件を示す。このプログラムが鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性挙動をほぼ的確に表現できることは、長沼が報告している<sup>5-25)</sup>。

使用する要素は全て四節点積層平板要素であり、鉄筋は一軸剛性のみを有する膜要素として四節点積層平板要素内に設置し、鉄筋とコンクリートは完全付着状態であると仮定する。鉄筋は降伏後の剛性を弾性時の1/100とするBi-Linear型でモデル化する。

表5.7.1 解析に用いた構成則と主な仮定条件

二軸応力下のコンクリートの構成則	等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデル Fafitisらの一軸圧縮応力度-ひずみ関係 Kupfer・Gerstleの破壊条件
コンクリートのひびわれ強度	コンクリート一軸圧縮強度の平方根
テンションステイフニング特性	長沼の提案モデル <sup>5-26)</sup>
ひびわれ後のコンクリートの圧縮特性	ひびわれ方向と鉄筋軸の交角が30~60度の範囲内の場合に、長沼の提案するモデル <sup>5-19)</sup> により圧縮強度とその時のひずみ度を低減
コンクリートの圧縮側ひずみ軟化特性	野口、雨宮モデル <sup>5-27)</sup>
ひびわれ面におけるせん断伝達特性	長沼の提案モデル <sup>5-19)</sup>

3)FEM解析プログラムの精度確認

使用する解析プログラムが鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性挙動をほぼ的確に表現できることは、既に長沼が報告しているが、ここでは、確認のため、既往の実験結果から試験体2体を選定し、それらを対象に解析を行う。試験体はシアスパン比が比較的小さいものと大きいものを選定した。選定した試験体諸元を表5.7.2に示す。

表5.7.2 FEM解析の対象試験体

*1 試験体 名称	M/QD	$\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	壁板			側柱			*3 軸力 $\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重 eQu (tonf)	文献 NO.
			*2 L x t (cm)	Pw (%)	$\sigma_{wy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	B x D (cm)	Pcv (%)	$\sigma_{ov}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
B-NO.7	0.60	593	200x8	2.00	3280	18x18	2.90	3960	20.0	171.0	5-14 5-15
NW2	1.33	954	150x8	0.53	10220	20x20	2.14	7910	97.8	149.8	5-16

- \*-1: 試験体名称が同じ場合には、その前にアルファベットを付け識別した。
- \*-2: 壁長さは側柱の芯々間距離
- \*-3: 軸方向応力度は全水平断面積で除した値

解析結果を実験結果と比較して、図5.7.1、5.7.2に示す。解析は2体とも最大耐力時の変形をやや小さめに評価しているが、せん断力~水平変位関係、鉄筋のひずみ分布、ひびわれ発生状況は実験結果を良く表現できている。

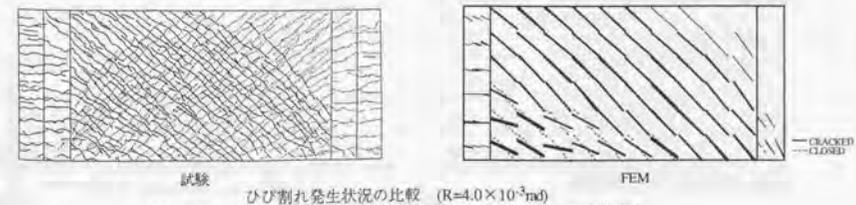
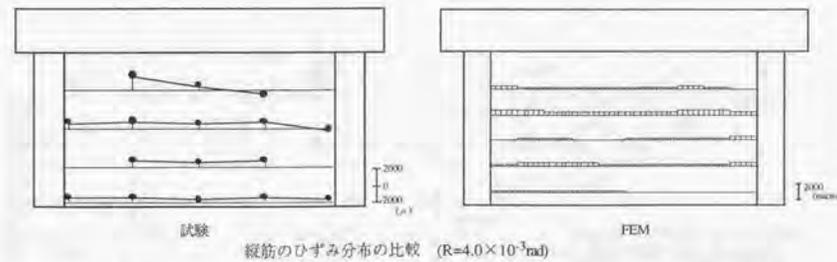
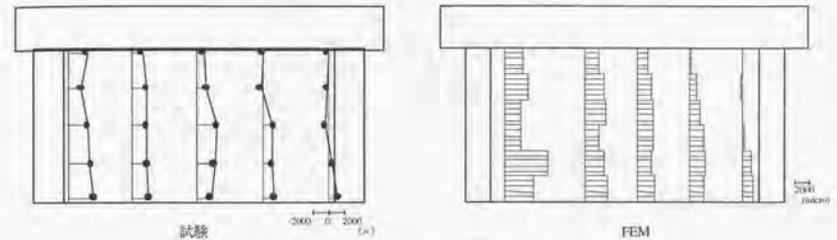
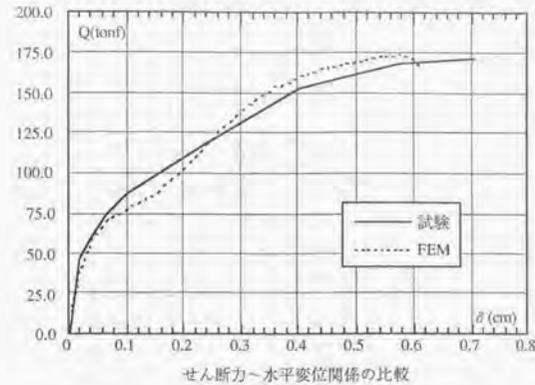
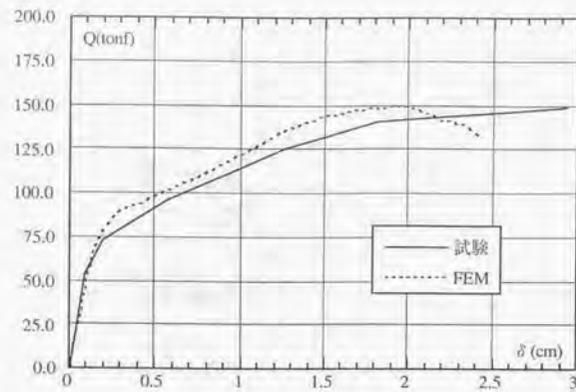


図5.7.1 実験結果とFEM解析結果の比較 (B-No.7試験体)



せん断力-水平変位関係の比較

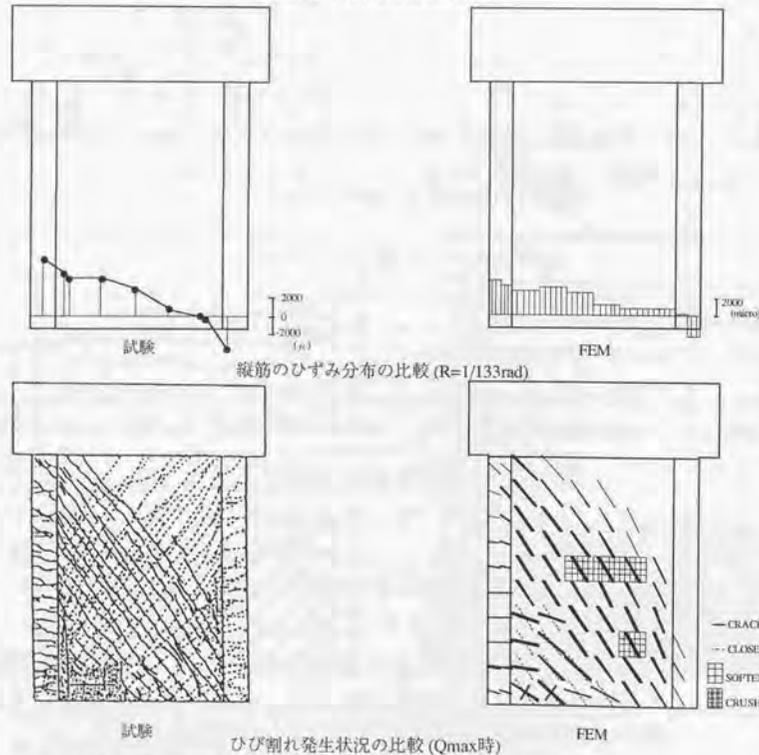


図5.7.2 実験結果とFEM解析結果の比較 (NW-2試験体)

4)解析モデル及びパラメータ

解析モデルを図5.7.3に、解析パラメータを表5.7.3に示す。

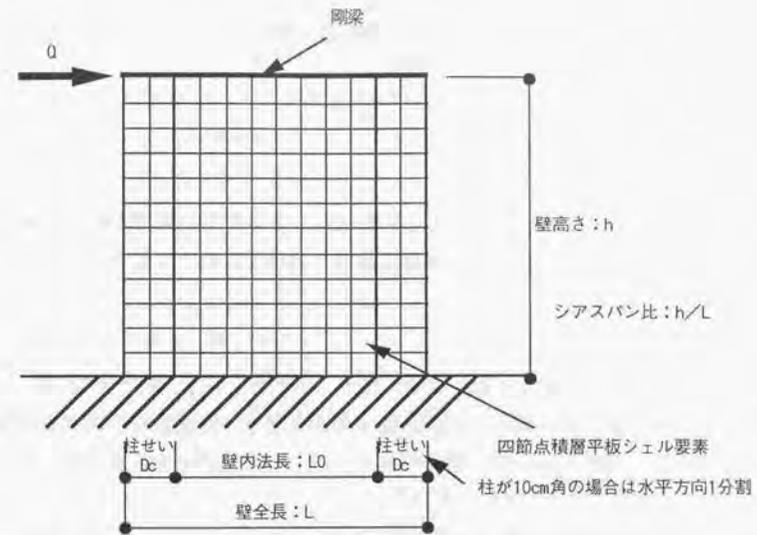


図5.7.3 解析モデル

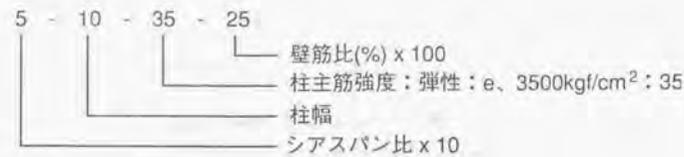
表5.7.3 解析パラメータ

壁形状(L x t)	壁全長(L): 150cm、壁厚(t): 10cm
柱形状(Bc x Dc)	10cm x 10cm、25cm x 25cm: 2水準
シアスパン比(h/L)	0.5、1.0、2.0: 3水準
コンクリート強度	300kgf/cm <sup>2</sup>
柱主筋量	31.3cm <sup>2</sup> : 柱が25cm角の時に主筋比5.0%
柱主筋強度	3500kgf/cm <sup>2</sup> 、弾性: 2水準 (ただし、3500kgf/cm <sup>2</sup> で降伏しない場合は1水準)
柱帯筋量、強度	0.3cm <sup>2</sup> /cm: 柱が25cm角の時に帯筋比1.2%、3500kgf/cm <sup>2</sup>
壁筋比	0.25、1.50、2.75% <sup>*1</sup> : 3水準
壁筋強度	3000kgf/cm <sup>2</sup>

計36ケース

\*1: 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」<sup>5-10)</sup>のせん断終局強度算定式での補強限界

各解析ケースは、構成するパラメータで以下のように識別する。



### 5) マクロモデルの仮定の検証方法

#### a) 主圧縮方向角度

最大強度時において、マクロモデルより得られる主圧縮方向角度とFEM解析の壁板中心部の要素の主応力度方向（これをFEM解析でのマクロ的な主応力度方向とする）を比較することにより行う。

#### b) 耐震壁のコンクリート圧壊の判定方法

マクロモデルの終局強度時の平均主圧縮方向応力度を、FEM解析の最大強度時における脚部のマクロ的な主応力度方向の平均圧縮応力度と比較することにより行う。

#### c) 耐震壁のせん断ひびわれ後のせん断力負担面積

FEM解析より得られたせん断力～せん断変形関係をマクロモデルによる結果と比較することにより、せん断力負担面積の検討を行う。FEM解析のせん断変形は、両側柱節点の相対鉛直方向変位より求めた平均曲率から算定される曲げ変形を水平変形から引くことにより算出する。

#### d) 側柱による水平方向抵抗バネ

FEM解析より得られる両側柱間の相対水平変位から求められる平均水平ひずみ度とせん断変形との関係をマクロモデルによる結果と比較することにより行う。

#### e) 総合判断

上記検討結果に加え、マクロモデルによる終局強度をFEM解析結果と比較検討することにより行う。この際、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」<sup>5-10)</sup>のせん断終局強度算定式（以後、学会指針式と呼ぶ）、広沢式との比較も行う。

### 6) マクロモデルの仮定の検証

#### a) 主圧縮方向角度

FEM解析より得られた最大耐力時の主応力度分布の例（壁筋比 $p_w=1.5\%$ の場合）を図5.7.4に示す。図中には、中心部要素の主応力度角度を平均して求めた角度（FEM解析のマクロ的主応力度方向）を示した。

図5.7.4より、FEM解析のマクロ的主応力度方向は耐震壁の全体的な圧縮力の流れる方向を示していることが分かる。

FEM解析のマクロ的主応力度方向とマクロモデルより得られた終局強度時の主圧縮方向角度（縦軸から反時計回り）の角度比と耐震壁の構成パラメータの関係を図5.7.5に示す。また、図5.7.6にFEM解析とマクロモデルの終局強度比と主圧縮方向角度比の関係を示す。

壁筋量が小さい場合には、マクロモデルによる主圧縮方向角度はFEM解析よりも小さくなる傾向があるが、全体的にはマクロモデルとFEM解析の比は平均0.96、変動係数0.092であり、マクロモデルの主圧縮方向角度はFEM解析とほぼ対応している。また、図5.7.6より、マクロモデルにおいて終局強度が壁横筋の降伏で決定する場合には、FEM解析との終局強度比と主圧縮方向角度比にはほぼ比例的な相関関係が見られるが、終局強度が壁横筋の降伏以外で決定する場合には、FEM解析との終局強度比と主圧縮方向角度比には明瞭な相関関係はみられない。

マクロモデルの主圧縮方向角度のFEM解析との対応性と、それがマクロモデルとFEM解析の終局強度の対応性に及ぼす影響をさらに詳細に検討するため、FEM解析のマクロ的主応力度方向とマクロモデルより得られた終局強度時の主圧縮方向角度のシアスパン比の変動に伴う推移傾向を壁筋比ごとに図5.7.7に、同様に終局強度の推移傾向を図5.7.8に示した。

マクロモデルの主圧縮方向角度は、柱形 $B_c=D_c=10\text{cm}$ で壁筋比 $p_w=0.25\%$ の場合は全シアスパン比において、柱形 $B_c=D_c=25\text{cm}$ の場合はシアスパン比 $M/QD=2.0$ で、FEM解析との対応がやや悪く、FEM解析よりも小さな角度（縦軸に近い）となっている。壁筋比が $p_w=1.50, 2.75\%$ の場合には、マクロモデルの主圧縮方向角度はFEM解析のマクロの主応力度方向と良く対応している。

壁筋比が小さい場合にマクロモデルの主圧縮方向角度がFEM解析のマクロの主応力度方向よりも小さくなるのは、壁板部分にせん断ひびわれが生じた後、壁筋比が小さい場合には壁の挙動が側柱に支配され、壁板中心部分の主軸角度がひびわれ発生時か

ら大きく変動しない（壁板部分のみに着目すれば、その部分は縦横等量配筋であるため、ひびわれ面でのせん断伝達はほとんどない）ためではないかと思われる。この傾向は側柱による拘束効果が小さくなるほど顕著になると思われる。しかし、終局強度に関しては、マクロモデルとFEM解析ではほぼ対応しており、壁筋比が小さい場合でもマクロモデルによる終局強度の推定は可能であると判断される。ただし、柱形が著しく大きく終局強度が側柱によって支配される場合には、マクロモデルは適用範囲外となる。

マクロモデルの主圧縮方向角度とFEM解析のマクロの主応力度方向の対応が良い場合でも、終局強度の対応がやや悪くなる傾向を示すのは、シアスパン比 $M/QD=0.5$ の場合であり、壁筋比が大きくなるほどFEM解析の強度上昇が著しく、マクロモデルとFEM解析の強度差は大きくなる。これは、壁筋比の増大に伴って、コンクリート圧縮ストラットの幅が大きくなるためであり、マクロモデルではこの現象を表現できていないことに起因する。このことは、今後の検討課題ではあるが、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説」のせん断終局強度算定式における補強限界（ $p_w=2.75\%$ ）の場合でも、マクロモデルとFEM解析の終局強度比は0.80以上であり、また、安全側の評価であることから、現状のマクロモデルでも精度は十分であると判断される。

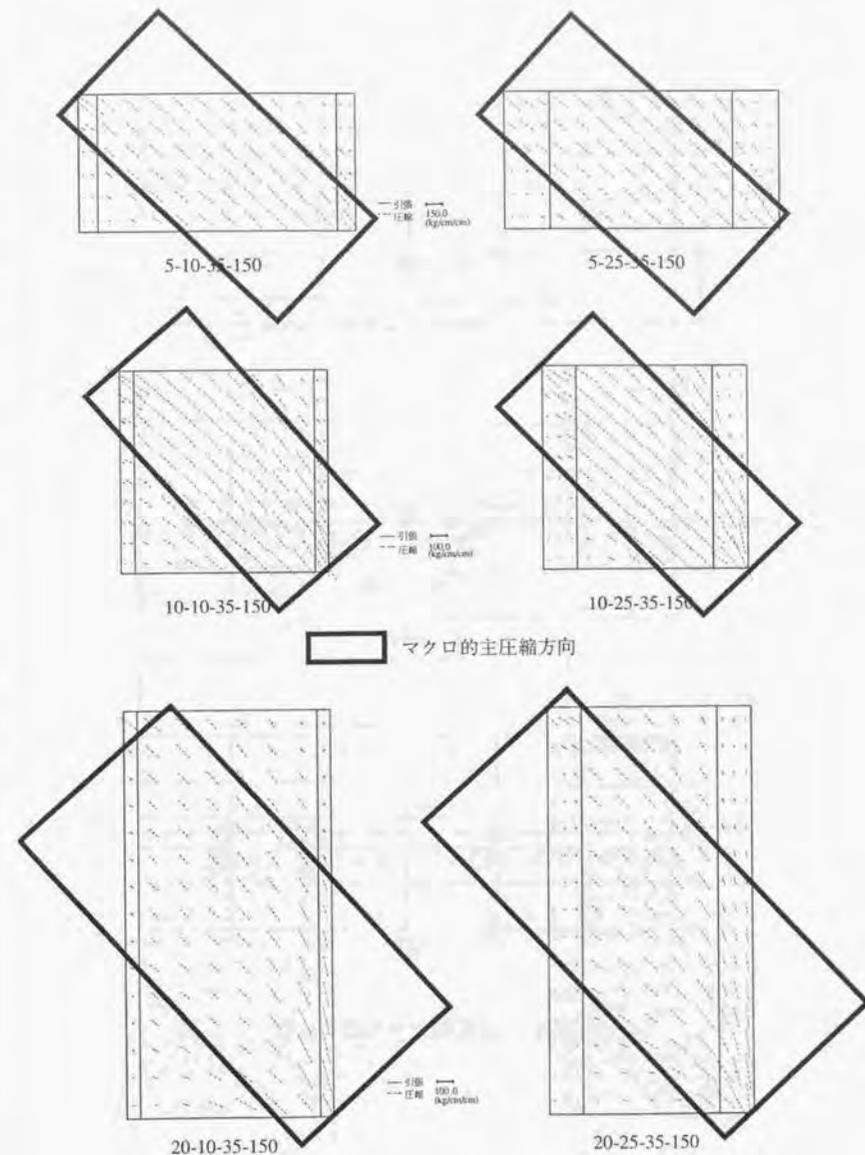


図5.7.4 主応力度分布（FEM解析：最大耐力時）

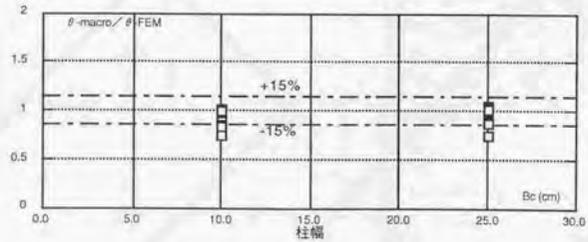
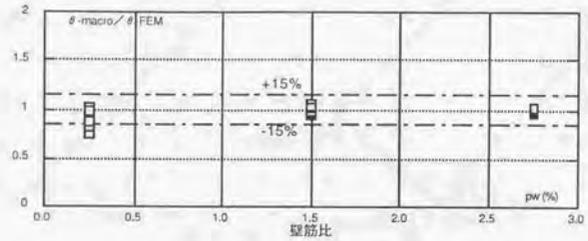
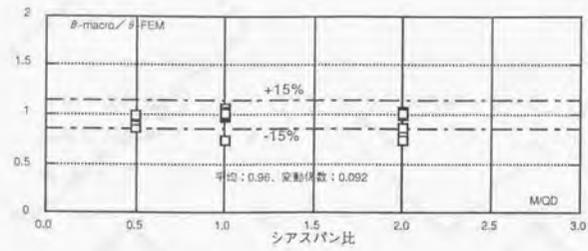


図5.7.5 主圧縮方向角度の比較

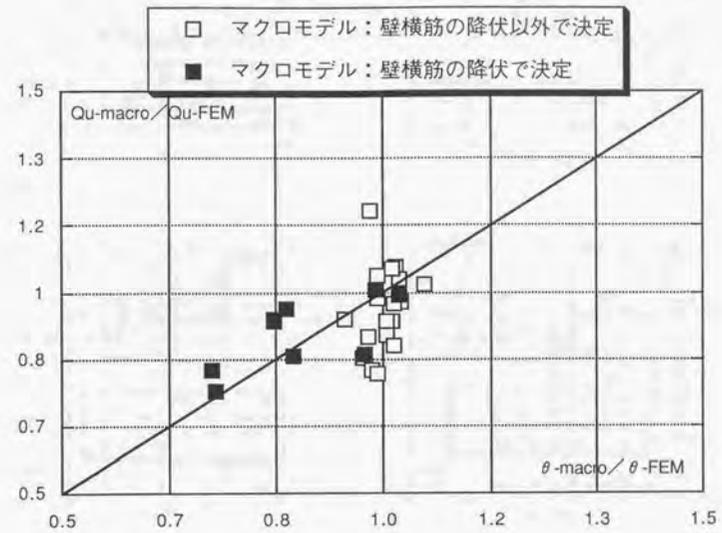
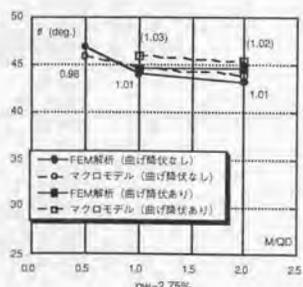
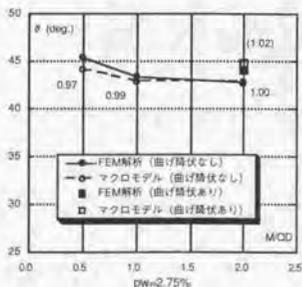
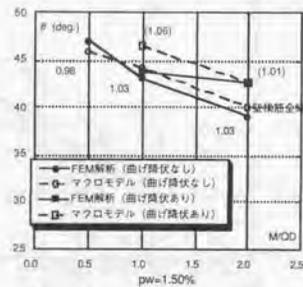
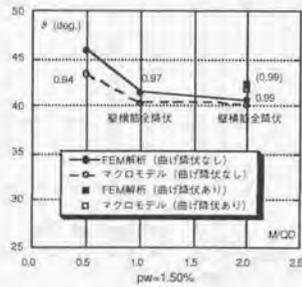
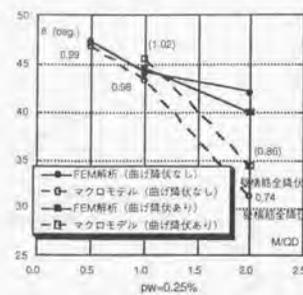
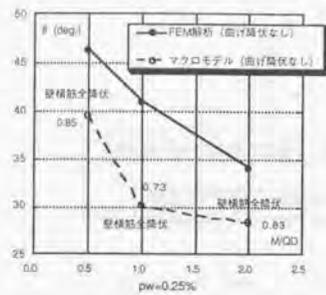
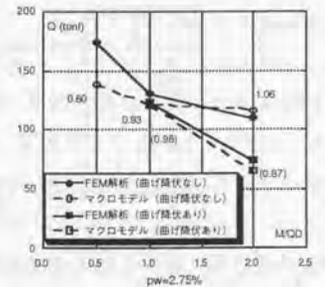
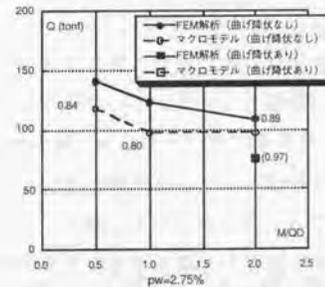
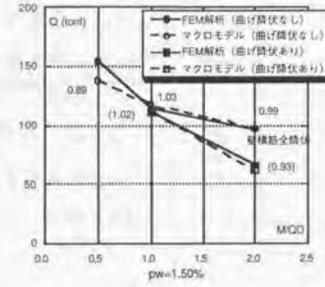
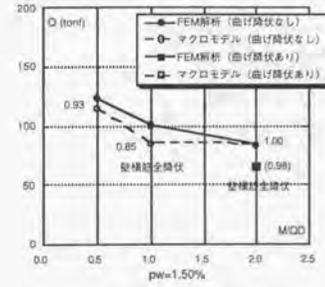
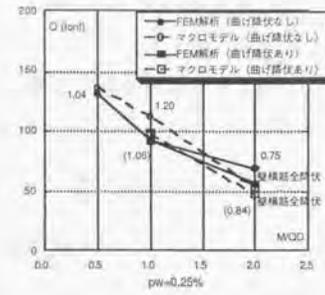
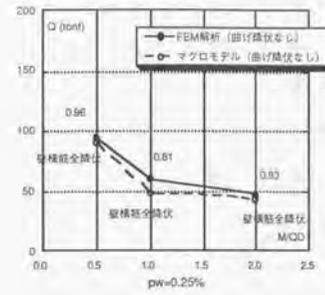


図5.7.6 終局強度比と主圧縮方向角度比の関係



柱形： $Bc = De = 10\text{cm}$                       柱形： $Bc = De = 25\text{cm}$   
 図中の数字は、マクロモデル/FEM解析。( )内は曲げ降伏ありの場合。

図5.7.7 主圧縮方向角度の推移の比較



柱形： $Bc = De = 10\text{cm}$                       柱形： $Bc = De = 25\text{cm}$   
 図中の数字は、マクロモデル/FEM解析。( )内は曲げ降伏ありの場合。

図5.7.8 終局強度の推移の比較

b)耐震壁のコンクリート圧壊の判定方法

FEM解析より得られた最大耐力時の壁脚部の最小主応力度から、式(5.7-1)よりマクロ的主圧縮方向の平均主圧縮方向応力度を求め、マクロモデルの終局強度時の平均主圧縮方向応力度と比較することにより、一様応力場の検討結果から定めたマクロモデルのコンクリート圧壊判定方法の妥当性の検討を行う。

$$\sigma_{2D-ave} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{2Di} \cdot l_i \cdot L_i}{l_w \cdot L_w} \quad (5.7-1)$$

$$\sigma_{2Di} = \frac{\sigma_{2i} - \sigma_{1i}}{2} \cos(2\alpha - 2\theta_i) + \frac{\sigma_{2i} + \sigma_{1i}}{2}$$

- ここに、
- $l_i$  : 各要素の厚さ
  - $L_i$  : 各要素の長さ
  - $\sigma_{2i}$  : 各要素の最小主応力度
  - $\sigma_{1i}$  : 各要素の最大主応力度
  - $\theta_i$  : 各要素の主応力度方向角度
  - $\alpha$  : マクロ的主応力度方向角度
  - $l_w$  : 壁板部分の厚さ
  - $L_w$  : 全長

マクロモデルとFEM解析の平均主圧縮方向応力度の比と耐震壁構成パラメータとの関係を図5.7.9に示す。図中には、マクロモデルにおいてコンクリート圧壊以外で終局強度が決定した場合も示した。

マクロモデルにおいてコンクリート圧壊で終局強度が決定した場合には、マクロモデルとFEM解析の平均主圧縮方向応力度はほぼ対応しており、その比は平均0.95、変動係数0.118であった。このことから、マクロモデルのコンクリート圧壊の判定指標は一様応力場から定めた結果を用いているが、曲げせん断耐震壁に適用しても問題はないものと思われる。また、マクロモデルでは、コンクリート圧縮ストラットは引張側壁端の加力梁下端から壁内の縦横斜め方向の剛性から定まる主圧縮方向角度で生じると仮定し、この仮定から定まる壁脚部でのコンクリート圧縮領域の大きさに応じてコンクリート圧縮ストラットの強度低減を行っている。この仮定もほぼ妥当であると思われる。

また、マクロモデルにおいてコンクリート圧壊以外で決定した場合のマクロモデル

とFEM解析の平均主圧縮方向応力度もほぼ対応しており、マクロモデルが耐震壁のマクロ的な内部抵抗機構をほぼ妥当に評価していることが分かった。

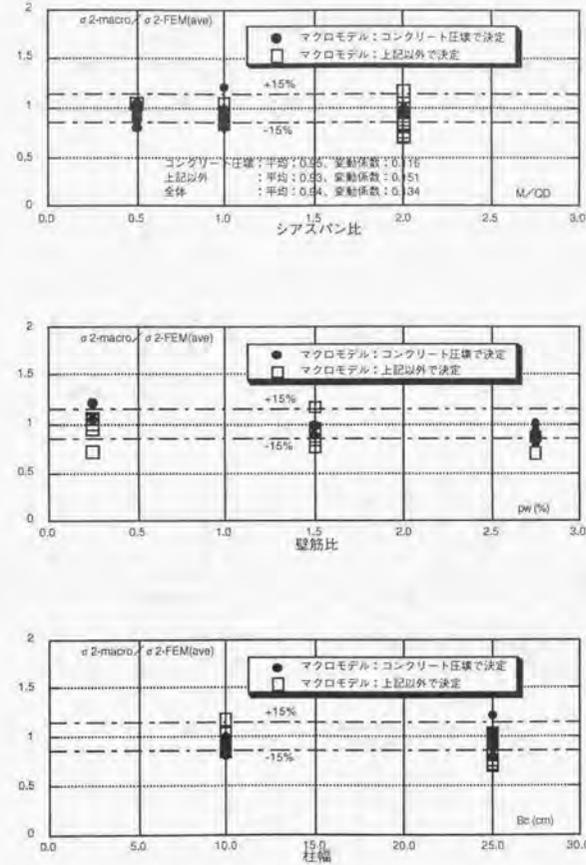


図5.7.9 壁脚部の主圧縮方向の平均コンクリート圧縮応力度の比較

c)耐震壁のせん断ひびわれ後のせん断力負担面積

FEM解析とマクロモデルより得られたせん断力～せん断変形関係の例（壁筋比  $p_w=1.5\%$  の場合）を図5.7.10に示す。

同せん断変形時のせん断力は、全体的にマクロモデルの方がFEM解析よりもやや小さいが、せん断力～せん断変形関係は両者ではほぼ対応していることから、マクロモデルではせん断力負担面積をせん断ひびわれ後から終局に至るまで一定とし、壁厚に壁全長を乗じた値とすることによって、耐震壁のせん断力～せん断変形関係を評価できるものと考えられる。

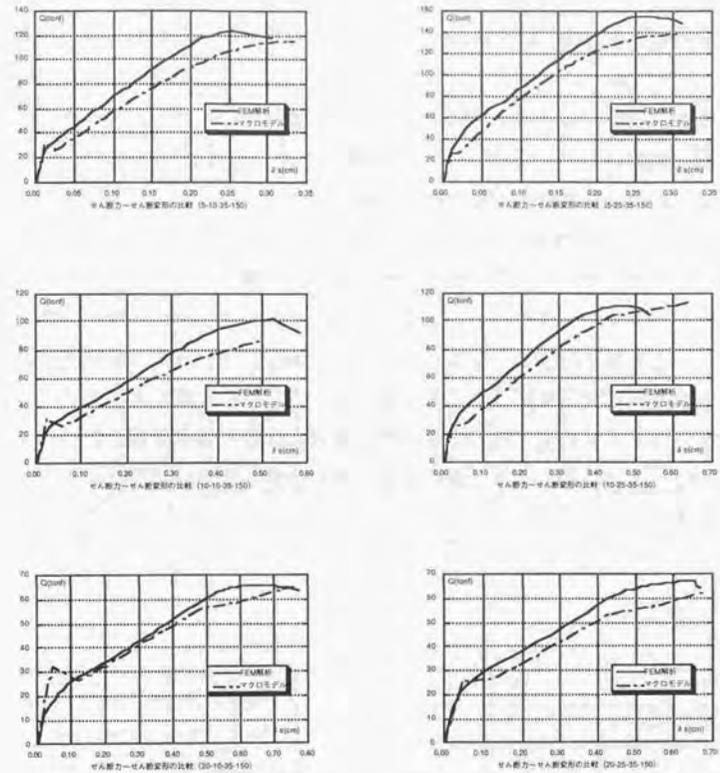


図5.7.10 せん断力～せん断変形関係の比較

d)側柱による水平方向抵抗バネ

FEM解析より得られる両側柱間の相対水平変位から求められる平均水平ひずみ度～せん断変形の関係の例（壁筋比 $p_w=1.5\%$ の場合）をマクロモデルによる結果と比較して図5.7.11に示す。

マクロモデルによる平均水平ひずみ度～せん断変形の関係は、シアスパン比0.5の柱幅25cm（5-25-35-150）を除けば、FEM解析とほぼ対応しており、マクロモデルの側柱による水平方向抵抗バネの妥当性が確認された。

シアスパン比0.5の柱幅25cm（5-25-35-150）の場合には、せん断変位0.15cm以降において、マクロモデルの平均水平ひずみ度がFEM解析に比べ小さくなっている。これは、マクロモデルの側柱による水平方向抵抗バネに側柱のせん断の非線形性を考慮していないこと等に起因するものと思われるが、側柱のせん断の非線形性を表わす普遍的な手法は現段階では提案されておらず、また、これを考慮するとマクロモデルがさらに複雑となる。本研究では、できるだけ簡便な評価手法の提案を目的としていることから、このように側柱のせん断の非線形性が大きい場合にはマクロモデルは適用範囲外とする。

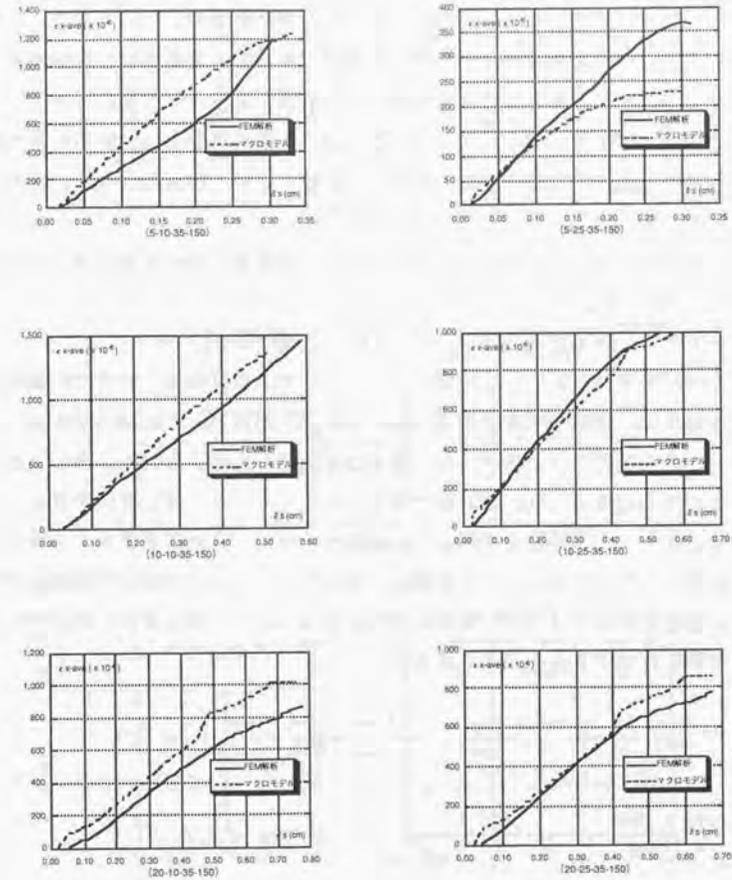


図5.7.11 水平方向平均ひずみ度～せん断変形関係の比較

e)総合判断

マクロモデルを構成する主な仮定の検証をFEM解析と比較することにより行った。その結果、シアスパン比が小さく側柱型が比較的大きい場合には、平均水平ひずみ度をやや小さく評価するなどの検討を要する事項はあるが、全体的にはFEM解析の結果とほぼ対応し、マクロモデルの主な仮定がほぼ妥当であることが確認された。

ここでは、上記検討に加え、マクロモデルによる終局強度をFEM解析の最大耐力と比較し、終局強度評価の精度の検討を行う。比較のため、学会指針式、広沢式による結果も示す。

マクロモデル、学会指針式及び広沢式による終局強度とFEM解析の最大耐力を比較して図5.7.12に示す。

マクロモデルとFEM解析の比は、平均0.94、変動係数0.107であり、三者の中では最も良くFEM解析と対応した。ただし、マクロモデルは壁横筋の降伏で終局強度が決定する場合には、終局強度をやや過小評価する傾向があり、この傾向は柱形が大きくなるほど、またシアスパン比が小さくなるほど顕著となる。これは、側柱と梁による拘束効果が大きい場合には、壁横筋が降伏してもさらにせん断に抵抗できることを示している。今後、この問題を検討し、さらにマクロモデルの精度を向上させたい。

以上の検討から、マクロモデルを構成する主な仮定にはやや検討の余地はあるものの、終局強度を含めてはほぼFEM解析と対応することから、概ね妥当に曲げせん断下耐震壁の挙動を評価できるものと思われる。

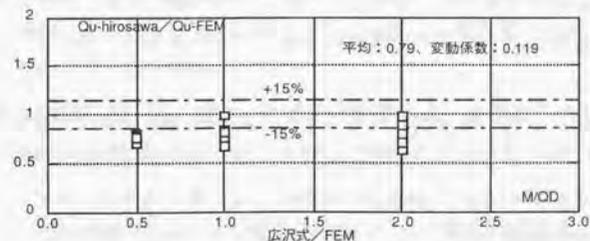
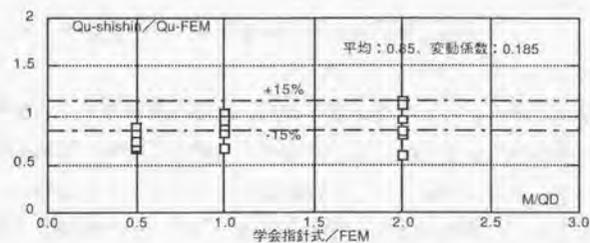
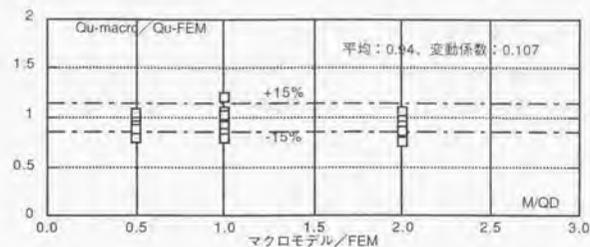


図5.7.12 終局強度の比較

第5章では、第3章で構築した純せん断状態での鉄筋コンクリート造平板のせん断力～せん断ひずみ度関係を拡張し、曲げせん断状態での鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性を評価するマクロモデルを導いた。本マクロモデルの主な特徴を以下に示す。

1. 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性は、せん断変形と曲げ変形の和により評価する。
2. せん断変形の算定には、基本的に純せん断状態でのせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を拡張して適用する。
3. 側柱と梁による拘束効果の評価手法を考案した。せん断変形算定時にはこれをせん断抵抗機構の水平方向バネに考慮する。
4. せん断変形には曲げの影響を反映させる。曲げの影響により引張降伏した縦筋はせん断抵抗機構の鉛直方向バネから省き、曲げにより生じる壁脚部でのコンクリートの圧縮応力度を考慮し、主圧縮方向のコンクリート圧縮強度を低減する。これらの算定時に、壁脚部において、曲げモーメントとせん断力の釣り合いを確保するモデルを考案した。
5. 上記の壁脚部において、曲げモーメントとせん断力の釣り合いを確保したモデルより、壁脚部でのマクロ的な曲率を求め、これを用いて曲げ変形を算定する手法を示した。
6. 終局強度は、主圧縮方向のコンクリート圧縮応力度が曲げの影響を考慮してさらに低減させたコンクリートの圧縮強度に達した時か壁横筋が降伏ひずみ度に達した時を原則とするが、壁脚部での曲げとせん断の釣り合いモデルにおいて曲げの釣り合いが確保できなくなった場合には、この時点を終局とする。

マクロモデルの主な仮定は、FEM解析によりほぼ妥当であることが検証された。第6章において既往の実験結果にマクロモデルを適用し、さらにその精度を検証する。

- 5-1) 称原良一、加藤 勉：鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局強度、日本建築学会構造系論文報告集、第343号、pp.24～31、1984、9
- 5-2) 白石一郎、狩野芳一、町田巨寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察、日本建築学会構造系論文報告集、第365号、pp.144～155、1986、7
- 5-3) 町田巨寛、白石一郎、中村善郎：鉄筋コンクリート造立体耐震壁の最大耐力に関する解析的研究、熊谷組技報第40号、pp.65～75、1987.2
- 5-4) 白石一郎、狩野芳一、町田巨寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の最大耐力に関する考察、日本建築学会構造系論文報告集、第378号、pp.91～101、1987、8
- 5-5) 町田巨寛、白石一郎、上原一男、中村善郎、栗原一郎：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果に関する検討、熊谷組技報第44号、pp.27～35、1987.2
- 5-6) 白石一郎、中村善郎、狩野芳一：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果、日本建築学会構造系論文報告集、第392号、pp.34～45、1988、10
- 5-7) 酒井 章、栗原一郎、白石一郎、中村善郎：仮動的実験法による地震応答性状に関する研究(その4) -鉄筋コンクリート造立体耐震壁の解析的考察-：熊谷組技報第47号、pp.81～87、1990.2
- 5-8) 村上利憲、福嶋孝之、南 宏一：水平集中荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.381～384、1985
- 5-9) 塩原 等：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法、コンクリート工学論文、No.87.8-1、pp.101～114、1987.8
- 5-10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説、340p.、1990
- 5-11) 平石久広：耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定方法、日本建築学会構造系論文報告集、第333号、pp.55～62、1983、11
- 5-12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 5-13) ACI Committee 318：Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI

- 318-77), American Concrete Institute, 1977.
- 5-14) 前田安春、多賀 章、川崎清彦、斎藤芳人、加藤慎司：高強度鉄筋コンクリートを用いた耐震壁の復元力特性に関する研究 — (その1) 水平加力実験 —、前田技術研究所報、Vol.27、1986
- 5-15) 建築研究振興協会 (建屋の復元力特性に関する研究委員会)：建屋の復元力特性に関する研究 (その14) 高強度コンクリートを用いた耐震壁の実験、p.187、1986
- 5-16) 水谷 浩、市之瀬敏勝：RC耐震壁の荷重変形関係、日本建築学会東海支部研究報告集、第34号、pp.221~224、1996.2
- 5-17) 勝俣英雄、萩尾浩也、木村耕三、小島克郎：炭素繊維を用いた耐震壁の補強に関する実験的研究 その1、その2：日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.327~330、1996.9
- 5-18) Nielsen, M.P. : Limit Analysis and Concrete Plasticity、Prentice Hall、1984
- 5-19) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その1)、日本建築学会構造系論文報告集、第421号、pp.39~48、1991.3
- 5-20) 山口恒雄、長沼一洋：面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の力学的特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第419号、pp.77~86、1991.1
- 5-21) 角 一行、川股重也：面内せん断応力下の鉄筋コンクリート平板におけるコンクリートの力学特性、コンクリート工学論文、No.88-10-1、1988、pp.97~110
- 5-22) Vecchic, F.J. and Collins, M.P. : The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol. 83, No. 2, Nov.-Dec., pp. 219~231, 1986.
- 5-23) 松崎育弘、中野克彦、磯 雅人、渡部英義：高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.325~328、1990
- 5-24) 福原正志、黒正清治：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断終局強度に関する実験研究、第2回コンクリート工学協会年次講演会講演論文集、pp.477~480、1980
- 5-25) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁の非線形解析手法と適用性 鉄筋コンクリ

- ート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その2)、日本建築学会構造系論文報告集、第431号、pp.7~16、1992.1
- 5-26) 長沼一洋、山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.649~650、1990.10
- 5-27) 雨宮 篤、野口 博：超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発 (その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.639~640、1990.10